



Joana Margarida Monteiro Machado

Análise Comparativa de Metodologias de Compactação de Solo - Cimento

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Estruturas e
Geotecnia

Orientador: Doutora Ana Cristina Ferreira de Oliveira Rosado
Freire, Investigadora Auxiliar, LNEC

Co-orientador: Doutora Simona Fontul, Professora Auxiliar Convidada,
FCT – UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Corneliu Cismasiu

Arguente: Prof. Doutora Maria Teresa Grilo Santana

Vogal: Doutora Ana Cristina Ferreira de Oliveira Rosado Freire



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2015

Análise Comparativa de Metodologias de Compactação Solo-Cimento

“Copyright” Joana Margarida Monteiro Machado, da FCT/UNL e da UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Citação

“ Quem caminha sozinho até pode chegar mais rápido, mas aquele que vai acompanhado, com certeza vai mais longe” (Clarice Lispector)

Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de agradecer à minha orientadora científica Doutora Ana Cristina Freire e coorientadora científica Doutora Simona Fontul, pelo incentivo, paciência, dedicação, amizade e partilha de conhecimentos demonstrados que tornaram possível a realização deste trabalho.

.Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, na Pessoa do seu Presidente Investigador Coordenador Carlos Pina gostaria de expressar o meu reconhecimento pelos meios facultados e às várias pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

Agradeço ainda a possibilidade de concretizar a realização da tese de mestrado e todo o estudo envolvido no Núcleo de Infraestruturas de Transportes do Laboratório Nacional de Engenharia.

Ao consórcio do Projeto Tropical--Pav. pela oportunidade de participar no projeto com o acompanhamento as atividades desenvolvidas..

À equipa do NIT/DT do LNEC, nomeadamente ao Sr. Coimbra, ao Nuno Nunes, ao João Costa, à Vânia Marecos, à Carla Gil, à Patrícia Costa e ao Nuno Simão pelo companheirismo, pela amizade, simpatia, ajuda e transmissão de conhecimentos no decorrer da dissertação.

Ao meu colega e amigo Vítor Antunes pela paciência, a incansável ajuda, a partilha de conhecimentos e amizade demonstrada ao longo de todo este trabalho

A todos os meus amigos que me apoiaram, gostaria de agradecer em particular à Rita Matos, à Joana Paulo, à Cláudia Carvalho, ao Carlos Simões e à Joana Costa.

Por último, quero agradecer do fundo do coração à minha família, em especial ao meu pai, à minha mãe por me fazer acreditar que o impossível não existe, aos meus avós por todo o apoio e força demonstrada ao longo de todo este tempo, à minha irmãzinha, à Alice e ao meu namorado pela grande ajuda, paciência, dedicação, amizade, amor e apoio incondicional.

Análise Comparativa de Metodologias de Compactação de Solo-Cimento

Resumo

O processo de compactação de um solo consiste na aplicação de uma força, levando-o à diminuição do volume de vazio devido à expulsão do ar. Assim, dada a sua importância, o principal objetivo da compactação de solos em laboratório é a obtenção dos parâmetros de referência que permitam definir as condições a observar em obra.

Dada a necessidade de se controlarem os resultados de compactação obtidos em obra, surgiu o ensaio Proctor que, com base na energia aplicada e na variação do teor em água permite medir o resultado da compactação a partir da determinação do peso volúmico seco, resultando na curva de compactação para diferentes teores em água.

Apesar da existência de alguma disparidade dos resultados obtidos em laboratório face aos obtidos em obra, continua a ser esta a principal metodologia de compactação laboratorial de solos tratados com cimento.

A presente dissertação insere-se nas atividades desenvolvidas no âmbito do Projeto TROPICAL – PAV, que tem como objetivo o desenvolvimento de soluções inovadoras relativamente à formulação de camadas de solo-cimento em pavimentos rodoviários em climas tropicais (Angola, Moçambique, Brasil, Peru e outros da África Austral e América do Sul), de modo a incrementar os conhecimentos sobre a utilização deste tipo de solução para camadas de base e sub-base da forma mais apropriadas e com isso fomentar o aproveitamento dos materiais presentes tratando-os com ligantes hidráulicos (cimento). Deste modo, a presente dissertação tem como objetivo a comparação de diferentes metodologias compactação de solos, nomeadamente tratados com cimento.

Apresentando diversas metodologias de compactação em laboratório, o presente trabalho dará no entanto maior relevância ao ensaio Proctor e a duas metodologias menos comuns, nomeadamente o Martelo Vibro Compactador e o compactador Giratório *Superpave* utilizado em muitos países na compactação de misturas betuminosas, sendo que se propõe no presente estudo a sua aplicação à compactação de solos.

Pretende-se com este trabalho comparar a compactação pelo método Proctor, com a obtida pelo Martelo Vibro Compactador e pelo compactador Giratório *Superpave*. Para tal, recorreu-se a ensaios de caracterização mecânica sobre provetes com cinco tempos de cura, realizando-se sobre estes ensaios de resistência à compressão uniaxial e ensaios de resistência à tração indireta de acordo com a normalização Sul – Africana e a normalização Europeia aplicável e o ensaio de CBR, assim como a realização do ensaio de carga com o Defletómetro de Impacto Portátil (DIP) num modelo físico construído para o efeito. Foi possível concluir que o compactador Giratório *Superpave* evidencia um bom potencial na reprodução em laboratório das condições de compactação verificadas “*in-situ*”.

Palavras – chave: Compactação; Solo – Cimento; Proctor; Martelo Vibro Compactador; Compactador Giratório *Superpave*

Comparative Analysis of Compaction Methodologies of Soil-Cement

Abstract

The compaction process consists of applying a load on the top of material layer, causing the decrease of the voids volume due to the expulsion of air. The main objective of soil compaction in the laboratory is defining the specifications that guarantee the quality of the on-site construction.

The need to control the compaction results on-site conducted to the development of Proctor test. This is based in energy application on soil layer and variation of water content, being in this way possible to measure the values of the compaction degrees from the determination of dry bulk density, resulting in Proctor's compaction curve.

Although there is some variability in results obtained in laboratory tests against the results obtained on-site, the Proctor compaction methodology continues to be the main methodology used for laboratory compaction of soil-cement specimens.

The study inserted into TROPICAL-PAV project has as one of the main objectives development of innovative soil-cement solutions for appliance in road pavements on tropical climates countries (Angola, Mozambique, Brazil, Peru and others of Southern Africa and Southern America), in order to increase the knowledge about the use of this type of solution for sub-base and base layers of road pavements and with this increment the usage of in situ material treated with hydraulic binders (cement). This dissertation aims to compare different methodologies for soil-cement compaction in laboratory.

Different methods of laboratorial specimen compaction are presented in this work. More relevance is given to the Proctor test and to two other, less common used, methodologies, namely the Vibrating Hammer compactor and Superpave Gyratory Compactor. In case of Superpave Gyratory Compactor, it is used in many countries in the compaction of asphalt mixtures, but it is still a prototype procedure when applied to soil compacting.

The aim of this work is to compare the Proctor compaction method, which is the static method, with that obtained by vibrating hammer compaction (dynamic method) and the Superpave gyratory compactor. For this, mechanical characterization tests were performed, on specimens with five different cure times. The tests were performed based on different methodologies for stiffness evaluation, namely: the unconfined compressive test and indirect tensile strength test, both according to South African Standardization and European Normalization, and the CBR test. Load tests were also performed with the Light Falling Weight Deflectometer (LFWD) on a physique model. It can be conclude that Superpave Gyratory Compactor shows a high potential in replication in laboratory of the in situ conditions of compaction.

KEYWORDS: Compression; Soil-Cement; Proctor; Hammer Vibro Compactor; Superpave Gyratory Compactor

ÍNDICE

| | |
|--|----|
| 1 Introdução..... | 1 |
| 1.1 Enquadramento | 1 |
| 1.2 Objetivos | 1 |
| 1.3 Metodologias..... | 2 |
| 1.4 Estrutura | 2 |
| 2 Análise comparativa de metodologias de compactação em laboratório | 5 |
| 2.1 Considerações iniciais | 5 |
| 2.2 Evolução histórica | 5 |
| 2.3 Principais tipos de pavimentos | 8 |
| 2.4 Principais metodologias de compactação laboratorial | 10 |
| 2.4.1 Compactação por pisoteamento | 11 |
| 2.4.2 Compactação Proctor | 11 |
| 2.4.3 Compactação com martelo vibro compactador | 14 |
| 2.4.4 Compactador giratório Superpave | 16 |
| 2.4.5 Compactação estática..... | 19 |
| 2.4.6 Análise Comparativa das Várias Metodologias de Compactação | 19 |
| 2.5 Estabilização de solos | 20 |
| 2.5.1 Características gerais | 20 |
| 2.5.2 Estabilização de solos com cimento | 21 |
| 2.5.3 Camadas de solo-cimento | 22 |
| 2.6 Ensaio de caracterização mecânica | 24 |
| 2.6.1 Ensaio de resistência à compressão uniaxial (simples) | 24 |
| 2.6.2 Ensaio de resistência à tração indireta (compressão diametral) | 25 |
| 2.6.3 California Bearing Ratio (CBR) | 26 |
| 2.7 Considerações finais..... | 28 |
| 3 Estudo experimental..... | 29 |
| 3.1 Considerações iniciais | 29 |
| 3.2 Caracterização laboratorial do material estudado | 29 |
| 3.2.1 Tipo de solo estudado | 31 |
| 3.2.2 Preparação laboratorial do solo | 32 |
| 3.2.3 Ensaio laboratoriais de caracterização do solo estudado..... | 32 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 3.2.4 | Análise granulométrica..... | 33 |
| 3.2.5 | Determinação do teor em água por secagem em estufa..... | 36 |
| 3.2.6 | Determinação dos limites de consistência | 37 |
| 3.2.7 | Índice de retração linear..... | 41 |
| 3.2.8 | Equivalente de areia | 43 |
| 3.2.9 | Determinação da massa volúmica | 44 |
| 3.2.10 | Ensaio do Azul – de - Metileno | 46 |
| 3.2.11 | Consumo inicial de cal/estabilizador (cimento), ICL/ICS e Determinação do pH | 48 |
| 3.3 | Ensaio de CBR | 50 |
| 3.4 | Métodos de compactação laboratorial sobre provetes de solo estabilizados | 53 |
| 3.4.1 | Compactação Proctor | 53 |
| 3.4.2 | Compactação com Martelo Vibro Compactador..... | 55 |
| 3.4.3 | Compactador Giratório Superpave | 59 |
| 3.5 | Caracterização mecânica dos provetes compactados | 62 |
| 3.5.1 | Ensaio de compressão uniaxial ou simples | 62 |
| 3.5.2 | Tração indireta ou compressão diametral..... | 63 |
| 3.6 | Características gerais e construção do modelo à escala | 64 |
| 3.7 | Análise comparativa de resultados | 67 |
| 3.7.1 | Resultados de resistência mecânica do ensaio Proctor | 67 |
| 3.7.2 | Resultados de resistência mecânica do Martelo Vibro Compactador | 72 |
| 3.7.3 | Resultados de resistência mecânica do Compactador Giratório Superpave | 76 |
| 3.7.4 | Análise comparativa entre a compactação Proctor e a compactação com Martelo Vibro Compactador..... | 81 |
| 3.7.5 | Análise comparativa entre a compactação Proctor e o compactador Giratório Superpave . | 86 |
| 3.7.6 | Análise comparativa do modelo à escala com os provetes compactados em laboratório ... | 91 |
| 3.8 | Considerações Finais | 92 |
| 4 | Conclusões | 96 |
| 4.1 | Principais conclusões alcançadas | 96 |
| 4.2 | Trabalhos Futuros..... | 98 |
| | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 101 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|-------------------------------------|
| Figura 2.1 - Secção transversal de um pavimento Babilónico (Ebels et al., 2004)..... | 6 |
| Figura 2.2 - Secção transversal de um pavimento Romano (Ebels et al., 2004)..... | 6 |
| Figura 2.3 - Secção transversal do pavimento criado por Trésaguet (Adaptada de http://www.britannica.com/biography/Pierre-Marie-Jerome-Tresaguet) | 7 |
| Figura 2.4 - Secção transversal do pavimento criado por Telford (Adaptada de http://www.britannica.com/biography/Pierre-Marie-Jerome-Tresaguet) | 7 |
| Figura 2.5 - Secção transversal do pavimento criado por McAdam (Adaptada de http://www.britannica.com/biography/Pierre-Marie-Jerome-Tresaguet) | 7 |
| Figura 2.6 – Steamrollers (https://en.wikipedia.org/wiki/Steamroller a 5 de Janeiro de 2015) | 8 |
| Figura 2.7 - Estrutura de um pavimento flexível (mistura betuminosa) (Gardete, 2010)..... | 9 |
| Figura 2.8 - Estrutura de um pavimento rígido (Gardete, 2010) | 10 |
| Figura 2.9 - Curva da compactação Proctor | 13 |
| Figura 2.10 – Curvas de saturação (Santos, 2008) | Erro! Marcador não definido. |
| Figura 2.11 - Efeito da energia de compactação (Santos,2008) | 14 |
| Figura 2.12 - Martelo vibro compactador | 15 |
| Figura 2.13 - Tensão vertical e ângulo de rotação do molde do compactador giratório (adaptado de Browne, (2006)) | 16 |
| Figura 2.14 – a) Prensa giratória do Texas (Harman et al., 2002); b) Compactador giratório por amassamento e John McRae (Harman et al., 2002) | 17 |
| Figura 2.15 - Princípio do ensaio de compressão uniaxial | 25 |
| Figura 2.16 – Princípio do ensaio de compressão indireta | 26 |
| Figura 2.17 - Procedimentos do ensaio CBR (adaptada http://www.pta.asn.au/documents/SOILS-Proficiency-Testing-CBR.pdf a 15 de Março de 2015)..... | 26 |
| Figura 3.1 – Solo criado em laboratório: a) “Solo de fundação”; b) Areia 0/2 mm; c) Areia 2/4 mm | 31 |
| Figura 3.2 - Solo natural | 31 |
| Figura 3.3 – Fase de preparação laboratorial do Solo | 32 |
| Figura 3.4 - Esquartelador | 32 |
| Figura 3.5 - Curva granulométrica do “solo de fundação” pela especificação LNEC E 196 | 34 |
| Figura 3.6 – Curva granulométrica do solo modificado segundo especificação LNEC E 196 e E 239 | 34 |
| Figura 3.7 - Curva granulométrica do “solo de fundação” segundo a normalização Sul-Africana | 35 |
| Figura 3.8 - Curva granulométrica do solo modificado segundo a normalização Sul-Africana | 35 |
| Figura 3.9 - Estufa | 37 |
| Figura 3.10 - Procedimentos relativos ao ensaio do limite de liquidez | 38 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.11 - Procedimentos relativos ao ensaio do limite de plasticidade | 39 |
| Figura 3.12 - Cápsulas com as amostras correspondentes ao ensaios da determinação do limite de liquidez e limite de plasticidade antes determinação do teor em água..... | 39 |
| Figura 3.13 - Curva relativa ao limite de liquidez do “solo de fundação” | 40 |
| Figura 3.14 - Curva relativa ao limite de liquidez do “solo modificado” | 41 |
| Figura 3.15 - Procedimentos relativos ao ensaio do Índice de retração linear | 43 |
| Figura 3.16 - Procedimentos adotados para a determinação do valor do equivalente de areia | 44 |
| Figura 3.17 - Procedimentos do ensaio da determinação da massa volúmica | 46 |
| Figura 3.18 - Adição de Azul Metileno ao solo..... | 47 |
| Figura 3.19 - Ensaio do Azul - de - Metileno do “solo de fundação” | 48 |
| Figura 3.20 - Ensaio do Azul - de - Metileno do “solo modificado” | 48 |
| Figura 3.21 - Procedimentos do Ensaio de Determinação do pH..... | 49 |
| Figura 3.22 - Curva de força-penetração ensaio de CBR – “solo de fundação” | 51 |
| Figura 3.23 - Curva de força-penetração ensaio de CBR – “solo modificado” | 52 |
| Figura 3.24 - Procedimentos do ensaio de CBR..... | 52 |
| Figura 3.25 – Calibração dos moldes..... | 54 |
| Figura 3.26 - Curva de compactação Proctor – Solo-cimento | 54 |
| Figura 3.27 - Procedimentos do ensaio de compactação Proctor | 55 |
| Figura 3.28 – Apilador de 0,6 d Martelo Vibro Compactador..... | 56 |
| Figura 3.29 – Espaçador para o molde do ensaio com o Martelo Vibro Compactador | 56 |
| Figura 3.30 - Alongas utilizadas no ensaio com Martelo Vibro Compactador | 57 |
| Figura 3.31 - Curva de compactação Martelo Vibro Compactador – solo-cimento | 57 |
| Figura 3.32 - Procedimentos do Ensaio de Compactação com Martelo Vibro Compactador | 58 |
| Figura 3.33 - Procedimentos do ensaio de compactação com Giratório <i>Superpave</i> | 59 |
| Figura 3.34 – Curva de compactação no compactador giratório como modo de paragem a altura final dos provetes de 127 mm (solo-cimento) | 60 |
| Figura 3.35 - Curva de compactação Giratório solo-cimento..... | 61 |
| Figura 3.36 - Imersão dos provetes 4 horas antes ensaio de compressão uniaxial | 62 |
| Figura 3.37 - Ensaio de compressão uniaxial e aspeto da rotura do provete após ensaio | 63 |
| Figura 3.38 – Espaçador | 63 |
| Figura 3.39 - Ensaio de tração indireta e aspeto da superfície de rotura | 64 |
| Figura 3.40 - Caixa de ensaios | 65 |
| Figura 3.41 – Execução do modelo..... | 65 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.42 - Procedimentos do ensaio da garrafa de areia..... | 66 |
| Figura 3.43 - Ensaio com DIP no modelo à escala | 66 |
| Figura 3.44 - Resistência à compressão uniaxial (cu) segundo as duas metodologias de ensaio para os diferentes dias de cura - Proctor (Solo-Cimento) | 68 |
| Figura 3.45 - Resistência à tração indireta (ci) segundo as duas metodologias de ensaio para os diferentes dias de cura - Proctor (Solo-Cimento)..... | 70 |
| Figura 3.46 - Resistência à compressão uniaxial (cu) segundo a metodologia Sul-Africana de ensaio para os diferentes dias de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)..... | 73 |
| Figura 3.47 - Resistência à tração indireta (ci) segundo a metodologia Sul-Africana de ensaio para os diferentes dias de cura – Martelo Vibro Compactador (Solo-Cimento) | 75 |
| Figura 3.48 - Resistência à compressão uniaxial (cu) – Giratório <i>Superpave</i> (solo-cimento) | 77 |
| Figura 3.49 - Resistência à compressão indireta (ci) – Giratório <i>Superpave</i> (solo-cimento) | 79 |
| Figura 3.50 – Curva de compactação - Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento) | 82 |
| Figura 3.51 - Resistência à compressão uniaxial – Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)..... | 83 |
| Figura 3.52 - Resistência à tração indireta (ci) – Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento) | 85 |
| Figura 3.53 - Curva de Compactação Proctor e Compactador Giratório <i>Superpave</i> (solo-cimento) ... | 87 |
| Figura 3.54 - Resistência à compressão uniaxial (cu) – Proctor e Compactador Giratório <i>Superpave</i> (solo-cimento)..... | 88 |
| Figura 3.55 - Resistência à compressão indireta (ci) – Proctor e Compactador Giratório <i>Superpave</i> (solo-cimento)..... | 90 |
| Figura 3.56 – Análise comparativa do módulo de deformabilidade do modelo com o módulo de deformabilidade das metodologias de compactação em estudo | 92 |

ÍNDICE DE QUADROS

| | |
|--|----|
| Quadro 2.1 - Tipos de compactação do ensaio Proctor (norma europeia EN 13286-2) | 12 |
| Quadro 2.2 - Tipos de compactação do ensaio Proctor (especificação LNEC E 197) | 12 |
| Quadro 2.3 - Características técnicas do martelo vibro compactador | 15 |
| Quadro 2.4 - Evolução temporal das características do compactador giratório (adaptado de Harman et al., 2002) | 18 |
| Quadro 2.5 – Análise comparativa das três metodologias de compactação | 20 |
| Quadro 2.6 - Síntese de requisitos para solos para tratamento segundo as metodologias Europeia e Sul-Africana | 23 |
| Quadro 2.7 - Síntese de requisitos após tratamento de solo com cimento | 24 |
| Quadro 2.8 - Valores normalizados da força - penetração do provete normalizado | 27 |
| Quadro 3.1 - Classificação de solos pela normalização Sul-africana TRH 14 | 30 |
| Quadro 3.2 - Ensaio de caracterização do material em estudo | 33 |
| Quadro 3.3 - Limites de consistência e índice de grupo do “solo de fundação” | 40 |
| Quadro 3.4 - Limites de consistência do “solo modificado” | 40 |
| Quadro 3.5 - Limites de consistência para estabilização com diferentes teores de cimento | 41 |
| Quadro 3.6 - Índice de retração para solo natural e “solo modificado” | 42 |
| Quadro 3.7 - Índice de retração para estabilização do solo com diferentes teores de cimento | 43 |
| Quadro 3.8 - Valores obtidos no ensaio do equivalente de areia | 44 |
| Quadro 3.9 – Massa volúmica correspondente ao “solo de fundação” e “solo modificado” | 45 |
| Quadro 3.10 - Valores obtidos do Azul - de - Metileno | 47 |
| Quadro 3.11 - Resultados obtidos do ensaio de pH | 49 |
| Quadro 3.12 - Resultados do Ensaio CBR – “Solo de fundação” | 51 |
| Quadro 3.13 - Resultados do ensaio CBR – “solo modificado” | 51 |
| Quadro 3.14 – Propriedades geotécnicas das amostras | 53 |
| Quadro 3.15 - Classificação do material | 53 |
| Quadro 3.16 - Proctor - Teor em água e Peso volúmico seco (solo-cimento) | 54 |
| Quadro 3.17 - Martelo Vibro Compactador - Teor em água e Peso volúmico seco (solo-cimento) | 58 |
| Quadro 3.18 - Compactador Giratório <i>Superpave</i> - teor em água e peso volúmico seco (solo-cimento) | 61 |
| Quadro 3.19 - Resultados do ensaio da garrafa de areia | 65 |
| Quadro 3.20 - Resistência média à compressão uniaxial (cu) segundo a normalização Europeia e Sul-Africana para os diferentes dias de cura – Proctor (solo-cimento) | 67 |

| | |
|--|----|
| Quadro 3.21 – Incremento da resistência à compressão uniaxial (cu) ao longo do tempo de cura e diferença da resistência entre as duas metodologias – Proctor (solo-cimento) | 69 |
| Quadro 3.22 - Resistência média à tração indireta (ci) segundo a normalização Europeia e Sul-Africana para os diferentes dias de cura – Proctor (solo-cimento) | 70 |
| Quadro 3.23 - Incremento da resistência à tração indireta (ci) ao longo do tempo de cura e diferença da resistência entre as duas metodologias – Proctor (solo-cimento) | 72 |
| Quadro 3.24 - Resistência média à compressão uniaxial (cu) segundo a normalização Sul- Africana para os diferentes dias de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)..... | 73 |
| Quadro 3.25 - Incremento da resistência à compressão uniaxial (cu) ao longo do tempo de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)..... | 74 |
| Quadro 3.26 - Resistência média à tração indireta (ci) segundo a normalização Sul- Africana para os diferentes dias de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)..... | 74 |
| Quadro 3.27 - Incremento da resistência à tração indireta (ci) ao longo do tempo de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)..... | 76 |
| Quadro 3.28 – Resistências média à compressão uniaxial (cu) - Giratório <i>Superpave</i> (Solo-Cimento) | 76 |
| Quadro 3.29 - Incremento da resistência à compressão uniaxial (cu) ao longo do tempo de cura – Giratório <i>Superpave</i> (Solo-Cimento) | 78 |
| Quadro 3.30 - Resistência média à tração indireta (ci) para os diferentes dias de cura – Giratório <i>Superpave</i> (solo-cimento) | 79 |
| Quadro 3.31 - Incremento da resistência à tração indireta (ci) ao longo do tempo de cura – Giratório <i>Superpave</i> (Solo-Cimento) | 81 |
| Quadro 3.32 – Resistência média à compressão uniaxial (cu) – Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)..... | 82 |
| Quadro 3.33 – Diferença da resistência à compressão uniaxial (cu) entre a metodologia Proctor e o Martelo Vibro Compactador ao longo do tempo de cura – (solo-cimento) | 84 |
| Quadro 3.34 – Resistência média à tração indireta (ci) – Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)..... | 84 |
| Quadro 3.35 - Diferença da resistência à tração indireta (ci) entre a metodologia Proctor e o Martelo Vibro Compactador ao longo do tempo de cura e o incremento de resistência – (solo-cimento) | 86 |
| Quadro 3.36 – Resistência média à compressão uniaxial (cu) – Proctor e compactador Giratório <i>Superpave</i> (solo-cimento) | 87 |
| Quadro 3.37 - Diferença da resistência à compressão uniaxial (cu) entre a metodologia Proctor e o compactador Giratório <i>Superpave</i> para cada tensão normal ao longo do tempo de cura – (solo-cimento)..... | 89 |
| Quadro 3.38 - Resistências à tração indireta (ci) – Proctor e Compactador Giratório <i>Superpave</i> (solo-cimento)..... | 89 |

| | |
|--|----|
| Quadro 3.39 - Diferença da resistência à tração indireta (ci) entre a metodologia Proctor e o compactador Giratório <i>Superpave</i> para cada tensão normal ao longo do tempo de cura – (solo-cimento)..... | 91 |
| Quadro 3.40 - Análise comparativa do módulo de Deformabilidade [MPa] ao longo dos dias de cura | 92 |

Lista de Abreviaturas

| | |
|--|---|
| A | – Ângulo de rotação; |
| AC | – Antes de cristo; |
| A _c | – Área da secção ensaiada dos provetes; |
| B | – Massa de azul introduzida na solução; |
| C _i | – Resistência à tração indireta; |
| Cu | – Resistência à compressão uniaxial; |
| D | – Diâmetro; |
| | – Diâmetro do provete; |
| | – Dimensão do provete de solo húmido; |
| | – Diâmetro; |
| DC | – Depois de cristo; |
| D _{max} | – Dimensão máxima das partículas; |
| d ₂₀ ^{t_x} | – Massa volúmica das partículas; |
| E | – Módulo de deformabilidade; |
| E _c | – Energia de compactação; |
| F | – Força máxima; |
| H | – Altura; |
| | – Comprimento do provete; |
| H | – Altura de queda do pilão; |
| h ₁ | – Altura superior do floculado; |
| h ₂ | – Altura da camada sedimentada determinada com o auxílio do pistão; |
| IP | – Índice de plasticidade; |
| K | – Quociente da massa volúmica da água à temperatura tx, pela densidade da água a 20° C; |
| LL | – Limite de liquidez; |
| LP | – Limite de plasticidade; |
| LS | – Índice de retração linear; |
| M | – Molde aquecido; |
| M | – Massa do material húmido; |
| m ₀ | – Massa seca do provete a ensaiar; |
| m ₁ | – Massa do tabuleiro; |
| m ₂ | – Massa do tabuleiro com a amostra húmida; |
| m ₃ | – Massa do picnómetro cheio de água destilada; |
| m ₄ | – Massa do material seco; |
| m ₅ | – Massa do picnómetro com a amostra e a água à temperatura t _x ; |
| m _{d1} | – Massa da amostra seca; |
| m _{d2} | – Massa da amostra seca depois do arrefecimento no exsicador; |
| N | – Número de pancadas por camada; |
| | – Número de pancadas referentes ao ensaio do limite de liquidez; |
| | – Número de camadas; |
| P | – Peso do pilão de compactação; |
| | – Tensão normal; |
| R | – Número de rotações por minuto; |
| R _c | – Resistência à compressão simples; |

| | |
|----------|--|
| R_{it} | – Resistência à tração indireta; |
| S | – Segundos; |
| SE | – Equivalente de areia; |
| V | – Volume do molde; |
| W | – Teor em água; |
| X | – Massa do tabuleiro; |
| y | – Força correspondente à mesma penetração num provete normalizado; |

Siglas e Simbologia Grega

Siglas

| | |
|-----------|---|
| AASHTO | – American Association of State Highway and Transportation Officials; |
| ASTM | – American Society for Testing and Materials; |
| CBR | – California Bearing Ratio; |
| CETO | – Caderno de encargos tipo obra; |
| DIP | – Deflectómetro de Impacto Ligeiro; |
| EN | – Norma Europeia; |
| FHWA | – Federal Highway Administration; |
| IP | – Infraestruturas de Portugal; |
| IST | – Instituto Superior Técnico; |
| LCPC | – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées; |
| LFWD | – Light Falling Weight Deflectometer; |
| LNEC | – Laboratório Nacional de Engenharia Civil; |
| LNEC E | – Especificação LNEC; |
| NF | – Norma Francesa; |
| NP | – Norma Portuguesa; |
| PCG | – Prensa de corte giratório; |
| pH | – Potencial de hidrogénio; |
| SANS | – South African National Standard; |
| SANRAL | – South African National Roads Agency Limited; |
| SGC | – Superpave Gyratory Compactor; |
| SHRP | – Strategic Highway Research Program; |
| Superpave | – Superior Performing Asphalt Pavements; |
| TMH | – Technical Methods for Highways; |
| TRH | – The South African National Roads Agency Limited; |
| USACE | – U.S Army Corps of Engineers; |
| VAM | – Valor de azul-de-metileno; |

Simbologia Grega

| | |
|------------------|-------------------------------------|
| ε | – Deformação elástica longitudinal; |
| σ | – Tensão aplicada; |
| γ_d | – Peso volúmico seco; |
| γ | – Peso volúmico seco máximo; |
| máximo | |
| \varnothing | – Diâmetro; |
| Ω | – Teor em água; |
| $\omega_{ótimo}$ | – Teor em água ótimo; |

1 Introdução

1.1 Enquadramento

Correntemente na prática da engenharia, o solo disponível no local apresenta fracas características geotécnicas para a sua utilização em obra, podendo apresentar uma reduzida resistência e elevados valores de compressibilidade, sendo este a maior parte das vezes decorrente de escavações e aterros, sendo que do ponto de vista orçamental torna-se preferível a sua melhoria mecânica e/ou química.

Quanto à melhoria química dos solos, nomeadamente com cimento, esta permite que um solo com fracas características se torne num solo com boas características mecânicas e com um comportamento estável. Relativamente à melhoria dos solos através da sua compactação, esta leva à diminuição do volume, e por consequente à diminuição do índice de vazios e ao aumento do peso volúmico seco, não alterando no entanto significativamente o teor em água no decorrer da compactação (Santos, 2008).

Utilizada desde sempre, a compactação de solos é aplicada quer em laboratório quer em obra, com o objetivo de se complementarem entre si de modo a ser possível otimizar os resultados obtidos em obra.

Tendo surgido na década de 1930 a primeira publicação de resultados de estudos sobre a compactação de solos em laboratório por parte do Engenheiro Ralph R. Proctor (Browne, 2006), rapidamente este ensaio se tornou uma referência sendo ainda hoje utilizado em quase todo o mundo. No entanto este ensaio apresenta alguma disparidade face aos resultados obtidos em obra, levando à necessidade de se encontrarem novos ensaios de compactação laboratoriais que apresentem resultados mais fidedignos e representativos das metodologias de compactação verificadas em obra.

O presente estudo enquadra-se no projeto Tropical-PAV, cujo objetivo é o desenvolvimento de soluções inovadoras relativamente a estruturas de pavimentos rodoviários em climas tropicais (Angola, Moçambique, Brasil, Peru e outros da África Austral e América do Sul) mais apropriadas e com isso fomentar o aproveitamento dos materiais locais tratando-os com ligantes hidráulicos (cimento). Foram analisadas comparativamente as metodologias de compactação preconizadas na normalização Europeia e Sul-Africana.

1.2 Objetivos

Ao longo dos anos ocorreu uma notória evolução dos equipamentos de compactação em obra contrariamente ao verificado com o ensaio Proctor que não sofreu alterações significativas desde a sua conceção. Verificando-se ainda alguma disparidade dos resultados obtidos na compactação em solos coesivos, que exhibe pesos específicos secos em obra inferiores aos obtidos com ensaio Proctor (Browne, 2006).

Assim sendo, a presente dissertação aborda a metodologia de compactação de solos tratados com cimento recorrendo ao já conhecido ensaio Proctor, considerado como referência, comparando-a com

duas metodologias de ensaio laboratorial de compactação menos comuns, o Martelo Vibro compactador e o compactador Giratório *Superpave*, com o objetivo de obter conclusões sobre a metodologia que melhor traduz as condições verificadas em campo.

Foram estudadas e aplicadas as metodologias preconizadas na normalização Sul-Africana (TMH 1 Method A7) referente ao ensaio de compactação Proctor, tendo-se levado a cabo uma adaptação com o preconizado na especificação LNEC E 197 para a realização do ensaio Proctor. Relativamente ao ensaio de compactação com recurso ao Martelo Vibro Compactador dada a inexistência de normalização Sul-Africana aplicável, seguiu-se o preconizado na Norma Europeia EN 13286 - 51. No que respeita ao compactador Giratório *Superpave* dada a inexistência de qualquer tipo norma para a sua utilização em solos, os ensaios foram realizados com base na bibliografia existente atualmente e aplicável a misturas betuminosas, como ponto de partida.

Com o propósito de comparar os resultados obtidos para os provetes compactados em laboratório pelas três metodologias estudadas com os resultados verificados “*in-situ*”, foi construído um modelo físico composto por duas camadas de solo-cimento.

1.3 Metodologias

De modo a atingir os objetivos da presente dissertação foram cumpridos os seguintes pontos, tendo como objetivo conhecer o comportamento de solos tratados com cimento por duas metodologias laboratoriais de compactação menos comuns face a uma mais conhecida e utilizada correntemente nos dias de hoje, e posterior comparação de resultados.

1. Caracterização laboratorial de uma amostra de solo, com o objetivo de conhecer as suas propriedades químicas e físicas;
2. Realização de ensaios laboratoriais para determinação da percentagem de cimento a utilizar na estabilização do solo;
3. Classificação da amostra;
4. Execução de ensaios de compactação recorrendo a três metodologias, compactação Proctor, compactação com Martelo Vibro Compactador e com o compactador Giratório *Superpave*;
5. Caracterização laboratorial dos provetes compactados por forma a determinar as suas características mecânicas;
6. Execução de modelo físico composto por duas camadas de solo-cimento com o propósito de comparar os resultados obtidos com os provetes compactados em laboratório;
7. Análise comparativa dos resultados obtidos a partir das diferentes metodologias de compactação utilizadas e respetivos resultados com base nos ensaios de caracterização mecânica executados sobre estes.

1.4 Estrutura

A presente Dissertação de Mestrado encontra-se dividida em quatro capítulos, que se encontram divididos em subcapítulos.

No primeiro capítulo é apresentando o enquadramento do tema, respetiva importância do mesmo, os objetivos pretendidos com o estudo desenvolvido, a metodologia a ser utilizada na elaboração deste e

por último o presente subcapítulo que tem como finalidade resumir de forma sucinta o descrito em cada parte do trabalho.

O segundo capítulo do presente trabalho está dividido em sete subcapítulos e inicia-se com um breve resumo da evolução histórica da compactação de solos, respectivas técnicas e equipamentos, seguindo-se de uma abordagem dos tipos de pavimentos existentes e metodologias de estabilização de solos. De seguida abordam-se os tópicos mais relacionados com o tema do trabalho, começando pela apresentação de diversas metodologias laboratoriais de compactação, seguindo-se a comparação entre três das metodologias (Proctor, Martelo Vibro Compactador e Compactador Giratório *Superpave*) que serão posteriormente empregadas na parte experimental, finalizando com a apresentação dos ensaios de caracterização mecânica.

No terceiro capítulo apresenta-se o estudo experimental realizado, iniciando-se com os diversos ensaios de identificação, a caracterização laboratorial da amostra em estudo, os ensaios executados pelas três metodologias laboratoriais de compactação do solo tratado com cimento, após identificação da quantidade de cimento a adicionar, os ensaios de caracterização mecânica sobre provetes executados com cinco diferentes tempos de cura (1, 7, 14, 21 e 28 dias) pelas normalizações Sul-Africana e Europeia, execução de modelo físico composto por duas camadas de solo-cimento e execução do ensaio de carga com o Defletómetro de Impacto Portátil (DIP), cessando como uma análise comparativa dos resultados obtidos no presente estudo.

No quarto capítulo são apresentadas as conclusões finais bem como propostas de trabalho a realizar futuramente.

Por último apresentam-se as referências bibliográficas utilizadas na elaboração da presente dissertação e execução do estudo experimental.

2 Análise comparativa de metodologias de compactação em laboratório

2.1 Considerações iniciais

Com o objetivo de melhorar as propriedades dos solos, como o aumento da resistência, da estabilidade e respetiva redução da compressibilidade, foram desenvolvidos ensaios de compactação em laboratório que servissem como orientação na avaliação da compactação em obra. Tendo surgido no início dos anos 1930 o ensaio laboratorial de compactação Proctor (Browne, 2006), sendo que com o avançar dos anos e o evoluir das técnicas surge a necessidade de conhecer e avaliar novos equipamentos e metodologias de compactação em laboratório, compará-los entre si e validá-los de modo a tornar os resultados mais fidedignos quando comparados as condições observadas em obra.

Nos pontos seguintes apresenta-se uma breve descrição da evolução histórica das metodologias de compactação, os principais tipos de pavimentos que incorporam as camadas de solo-cimento e uma análise descritiva e comparativa das principais metodologias de compactação laboratorial de solos.

2.2 Evolução histórica

A compactação de solos é utilizada desde sempre com o objetivo melhorar as propriedades deste, independentemente do tipo de tráfego (animal, pedestre ou veículos motorizados). Apesar dos primeiros construtores de estradas não entenderem os princípios da mecânica dos solos, estes compreenderam de forma intuitiva que se fosse aplicada uma carga pesada ao solo, estática ou dinâmica, este melhorava as suas características mecânicas, tornando-se mais estável.

Sabe-se que a melhoria do solo através da compactação remota a antes de 3500 AC, antes da invenção da roda, e que os Incas na América do Sul já tinham uma extensa rede de estradas. Tendo sido inclusive, encontrado no atual México, um rolo de pedra com cerca de 5 toneladas e 650 milímetros de diâmetro, que se acredita ter sido utilizado para compactar as estradas pavimentadas em pedra e terra (Rodriguez et al., 1988 citado por Ebels., 2004).

Nessa época, no Médio Oriente e na Europa, as estradas eram pouco mais do que caminhos de terra, resultantes da compactação resultante da passagem de animais e de pessoas. Pode-se dizer que dos atuais processos de construção de estradas, nessa época apenas era executada a decapagem e a escavação, tendo no entanto evoluído quando finalmente por volta de 3500 AC apareceu a roda, levando à necessidade de melhoria das estradas, dado que esta evolução levou ao uso de carroças e ao aumento da circulação de animais.

Tendo a construção de estradas evoluído muito após o aparecimento da roda, entre 2000 AC a 1500 AC estas começaram a ser construídas com blocos de pedra que eram colocados em diferentes camadas, acreditando-se que existia nenhum ligante entre eles. A Figura 2.1, mostra uma secção transversal da estrutura do pavimento Babilónico.

Mas apenas muitos anos mais tarde, entre 500 AC e 500 DC, se dá a grande evolução na construção de estradas. Bem projetadas e construídas de forma adequada, na Europa, foram os romanos que iniciaram a construção de uma extensa rede de estradas, para fins estratégicos e militares de forma a poderem controlar a imensa área geográfica que o império detinha. A Figura 2.2, apresenta uma

secção transversal da estrutura do pavimento Romano. Apesar de aparentemente ser muito semelhante à estrutura do pavimento Babilônico, ao contrário deste, os Romanos usavam uma mistura de solo argiloso e cal entre os blocos de pedra, quer na fundação quer na camada superficial final. Além disso, por forma a obter uma fundação resistente e que permitisse a posterior colocação dos blocos na horizontal, esta era compactada com recurso a rolos pesados por arrasto. Sendo também habitual, quando a camada entre o solo de fundação e o corpo do pavimento (leito de pavimento) apresentava qualidades fracas, a colocação de traves de madeira, tornando assim a camada superficial constituída por blocos, mais resistente e menos deformável. Para além disso, incrementaram o conceito de movimento de terras na construção de estradas e a preocupação em melhorar a drenagem das mesmas, levantando-as acima do nível natural do terreno. É de realçar que algumas das estradas construídas pelo povo Romano se encontram ainda hoje funcionais (Rodriguez et al., 1988 citado por Ebels., 2004).

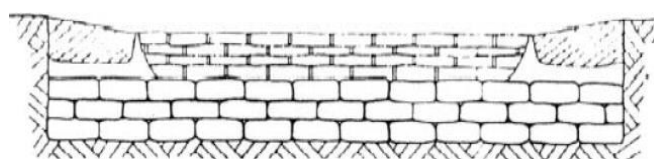


Figura 2.1 - Secção transversal de um pavimento Babilônico (Ebels et al., 2004)

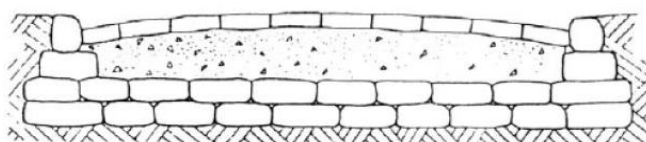


Figura 2.2 - Secção transversal de um pavimento Romano (Ebels et al., 2004)

Porem, com a queda do Império Romano o comércio e as viagens de longa distância rapidamente começaram a diminuir, e conseqüentemente as estradas anteriormente construídas começaram a deteriorar-se, sem a aplicação de manutenção.

Só após a idade média é que a construção de estradas voltou a crescer, devido a um novo aumento do comércio. No entanto esta construção não foi realizada como anteriormente, tendo sido limitada à pavimentação de praças e vias urbanas.

Foi finalmente no início do século XVIII que a necessidade de viagens interurbanas levou à construção de novas estradas. Nessa data, em 1716, foi criado em França, o “Corps des Ponts et Chaussées”, com o objetivo de formar os soldados ao nível da engenharia, por forma a atenderem às necessidades do desenvolvimento de infraestruturas. Surgiu, em 1747, uma instituição civil, a “Ecole des Ponts et Chaussées” (Escola de Pontes e Estradas), liderada por Jean Rodolphe Perronet. Em 1765, Pierre-Marie Trésaguet, formado nessa instituição, resolveu estudar e melhorar as técnicas anteriormente desenvolvidas pelo povo Romano, criando um pavimento rodoviário cujas camadas de sub-base eram constituídas por pedra, sendo os espaços entre elas preenchidos com pedras de menores dimensões (Figura 2.3). Nessa mesma época, na Grã-Bretanha, John Metcalf de Inglaterra e Thomas Telford da Escócia, aplicaram filosofias muito semelhantes, sendo no entanto muito caras e difíceis de construir dadas as dimensões e quantidades do material rochoso (Figura 2.4). Porem, foi com as filosofias de John Loudon McAdam, da Escócia, que a construção das estradas evoluiu (Ebels et al., 2004).

Segundo John Louden McAdam, não era necessário a camada de fundação ser constituída por grandes blocos de pedra, tendo-os substituídos por uma densa camada de pedras de várias dimensões, que permitissem a existência de atrito entre as partículas. Muito provavelmente sem perceber muito bem que foi o facto de preencher os vazios entre as pedras de maiores dimensões com a colocação de pedras de menores dimensões, o levou a obter camadas muito rígidas e ao aumento da densidade (Figura 2.5). Com este processo conseguiu reduzir significativamente o custo de construção dos pavimentos, a espessura das camadas, sem a necessidade de colocar blocos de pedras de grandes dimensões, que nem sempre eram muito fáceis de arranjar. Com efeito, dado principalmente o baixo custo de construção das estradas do “Macadam”, os organismos públicos da Grã-Bretanha e seguidamente muitos outros países, decidiram adotar o seu tipo de construção. Em Portugal foi elaborada a especificação LNEC E 296 – 1974 – Macadame hidráulico, fixando as características e o modo de execução de macadames hidráulicos na pavimentação das estradas.

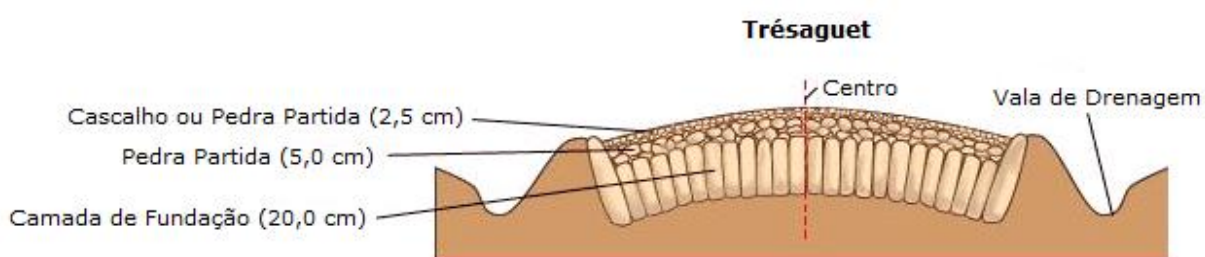


Figura 2.3 - Secção transversal do pavimento criado por Trésaguet (Adaptada de <http://www.britannica.com/biography/Pierre-Marie-Jerome-Tresaguet>)

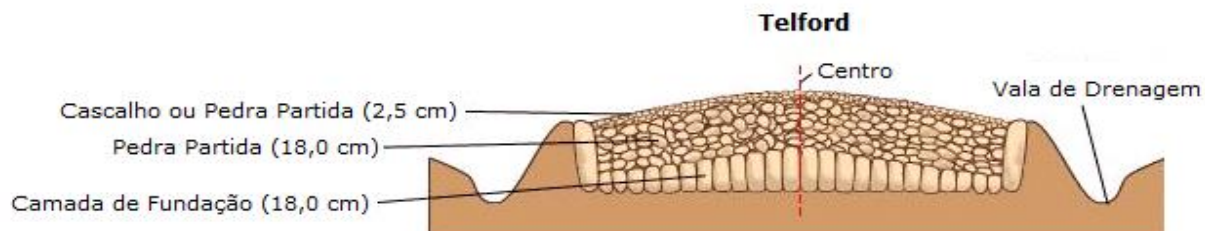


Figura 2.4 - Secção transversal do pavimento criado por Telford (Adaptada de <http://www.britannica.com/biography/Pierre-Marie-Jerome-Tresaguet>)

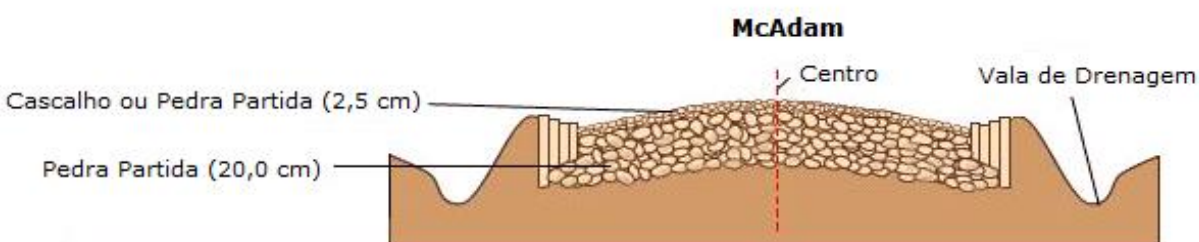


Figura 2.5 - Secção transversal do pavimento criado por McAdam (Adaptada de <http://www.britannica.com/biography/Pierre-Marie-Jerome-Tresaguet>)

Em paralelo com a construção deste tipo de estruturas rodoviárias, foram desenvolvidas novas técnicas de compactação. Por volta de 1830, apareceram os primeiros rolos puxados por cavalos, em França, com o objetivo de compactar os pavimentos. Em 1860, com o desenvolvimento das máquinas a vapor, apareceram os “Steamrollers” (Figura 2.6) que, sendo rolos compressores tiveram um grande impacto na compactação dos pavimentos (Croney et al., 1997 citado por Ebels et al., 2004).



Figura 2.6 – Steamrollers (<https://en.wikipedia.org/wiki/Steamroller> a 5 de Janeiro de 2015)

No entanto, a compactação de solos não é somente importante na construção de estradas. Tendo sido inclusive, a construção de pequenas barragens de aterro, que permitiu o início do conhecimento das propriedades de mecânica dos solos e o progresso das técnicas de compactação, dado que o objetivo era reter a água a montante destas. Foi assim possível a compactação melhorar e garantir a sua impermeabilidade e estabilidade. Nessa época foi também, reconhecida em Inglaterra a compactação de solos com recurso ao gado ovino e bovino, em barragens de aterro, levando posteriormente à criação do chamado, atualmente cilindro pés de carneiro, que foi patenteado nos Estados Unidos em 1906, dada a sua eficácia na compactação de solos coesivos, principalmente em aterros e leitos de pavimento.

Com o iniciar de um novo século (século XX), muitos foram os desenvolvimentos relativamente aos equipamentos de compactação, nomeadamente o cilindro pés de carneiro que foi desenvolvido com um novo tamanho, designado atualmente como leve, com um peso entre 2,7 toneladas a 4,5 toneladas e uma pressão de contacto com o solo ente 410 kPa e 690 kPa. Tendo sido também nessa altura que começaram a surgir os cilindros de rolo liso compostos por motor de combustão interna. No decorrer do ano de 1930, apareceram também os primeiros cilindros de pneus com o objetivo de compactar as camadas de base e finalizar as respetivas superfícies (Schwartz, 1984).

2.3 Principais tipos de pavimentos

Começando primeiramente por definir pavimento rodoviário, este é, de acordo com o Vocabulário de Estradas e Aeródromos (LNEC, 1962), definido como parte da estrada, rua ou pista, que suporta diretamente o tráfego e transmite as respetivas solicitações à infraestrutura (terreno, obras de arte).

Conforme a capacidade de resistência do solo de fundação, da intensidade do tráfego e da deformabilidade das camadas constituintes dos pavimentos, é possível classificar os pavimentos como como flexíveis, semirrígidos e rígidos.

A função essencial de um pavimento rodoviário é assegurar uma superfície de rolamento que permita a circulação dos veículos com comodidade e segurança, durante um determinado período (vida do pavimento), sob a ação das ações do tráfego, e nas condições climáticas que ocorram (Branco et al., 2006).

- **Pavimentos flexíveis:**

A composição dos pavimentos flexíveis é definida em função das características dos materiais que o constituem, da resistência do solo de fundação e da intensidade do tráfego. Assim sendo, quando se dispõe de materiais granulares de boa qualidade a baixo custo e o volume de tráfego é reduzido, os pavimentos podem ser constituídos maioritariamente por materiais granulares. Por outro lado, quando o volume de tráfego é elevado, e o recurso de materiais granulares de qualidade é reduzido na região, face a uma eventual reduzida capacidade de suporte por parte da fundação, será fundamental considerar um pavimento composto por várias camadas de mistura betuminosa.

Neste tipo de pavimentos as camadas granulares apresentam valores de módulos de deformabilidade (E) na ordem de 200 MPa a 500 MPa, fazendo com que a degradação das cargas seja menor, exigindo espessuras maiores para as reduzir, por forma a reduzi-las para valores compatíveis com a capacidade de suporte do solo de fundação. Relativamente às camadas de materiais betuminosos estas exibem valores de módulos de deformabilidade (E) na ordem de 3000 MPa a 7000 MPa (Branco et al., 1998).

Os pavimentos flexíveis são constituídos essencialmente por três tipos de camadas. A (s) camada (s) superficiais, que têm um papel estrutural e funcional, compostas por misturas betuminosas. A camada de base, com um papel essencialmente estrutural, reduzindo e distribuindo as tensões para as camadas subjacentes, camada de base, de sub-base e solo de fundação, constituída geralmente por misturas betuminosas, por materiais granulares não ligados no caso dos pavimentos de tráfego reduzido ou por material estabilizado com ligante hidráulico (cimento ou cal). A camada de sub-base é composta por materiais do género dos indicados para a camada de bases granulares ou por materiais estabilizados com ligante hidráulico, e tem por vezes o papel de camada drenante e anti contaminante das camadas sobrejacentes, impedindo que os finos do “solo de fundação” penetrem na camada de base granular (Figura 2.7).

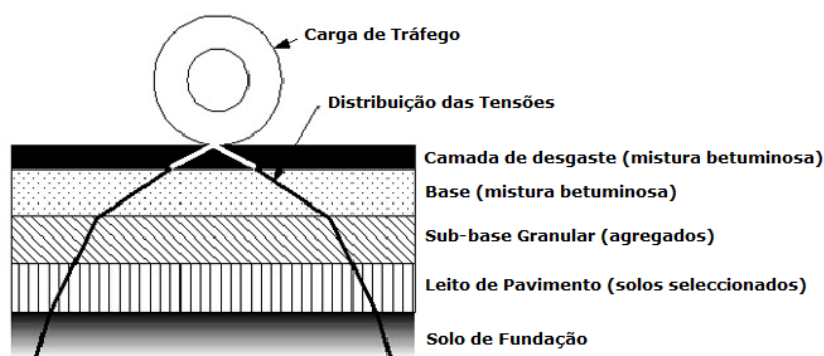


Figura 2.7 - Estrutura de um pavimento flexível (mistura betuminosa) (Gardete, 2010)

- **Pavimentos rígidos:**

A constituição e a forma de funcionamento deste tipo de pavimento são diferentes do pavimento descrito anteriormente.

Os pavimentos rígidos são compostos por uma camada superior de betão de cimento que pode desempenhar o papel da camada de desgaste e de base, comportando-se como uma laje de betão,

apoiada na camada de sub-base constituída por material granular, ou em caso de tráfego elevado, por material estabilizado com ligante hidráulico (solo-cimento, betão pobre) (Figura 2.8).

Este tipo de pavimentos devido à significativa resistência à flexão do betão cimento, mesmo quando são sujeitos a um nível de tráfego pesado, lento e intenso, e a temperaturas elevadas, não sofrem grandes deformações, apresentando valores de módulos de deformabilidade (E) na ordem de 20000 MPa a 30000 MPa (Branco et al., 1998). Quanto às tensões verticais, distribuem-se sobre uma grande área da laje de betão, de modo que a tensão vertical máxima que atinge a fundação representa uma pequena fração da pressão de contacto dos pneus (Branco et al., 2006).

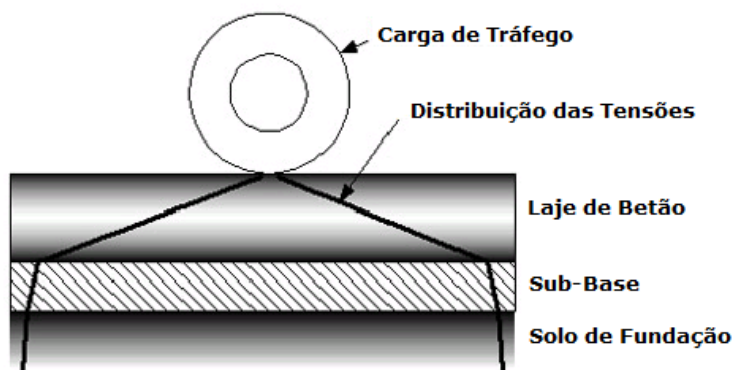


Figura 2.8 - Estrutura de um pavimento rígido (Gardete, 2010)

- **Pavimentos semi-rígidos:**

É a composição característica dos pavimentos semirrígidos que os distingue facilmente dos pavimentos flexíveis e dos pavimentos rígidos. Com as camadas superiores, compostas por misturas betuminosas, semelhantes às dos pavimentos flexíveis, o que diferencia este tipo de pavimento é a camada de base. Composta por material granular estabilizado com ligante hidráulico, devido à sua elevada rigidez a maior parte dos esforços verticais são absorvidos, chegando ao solo de fundação valores muito baixos.

Relativamente à camada de sub-base, esta é composta por material granular estabilizado mecanicamente (granulometria extensa, “*tout-venant*”). Neste tipo de pavimento a camada tratada com cimento forma geralmente fendas verticais devido à retração, à semelhança do pavimento rígido, com a agravante do aparecimento de juntas transversais abertas (Branco et al., 2006).

2.4 Principais metodologias de compactação laboratorial

A compactação consiste na aplicação de uma força sobre o material, em geral solo ou solo-cimento ou outro material que tenha sido objeto de tratamento, levando-o à diminuição do volume de vazios devido à expulsão do ar contido no espaço entre partículas. Não ocorrem alterações significativas quanto ao volume das partículas sólidas e ao teor em água.

A compactação de solos em laboratório tem como principal objetivo a obtenção dos parâmetros de referência do material em estudo, nomeadamente teor em água ótimo e peso volúmico máximo, permitindo assim a definição do caderno de encargos da obra. Porém, dada a capacidade dos

equipamentos de compactação em obra aplicar, normalmente, em simultâneo diversos tipos de ações, seja por impacto, vibração ou pressão, torna-se difícil a sua simulação em laboratório.

Nos pontos seguintes apresentam-se as principais metodologias de compactação laboratorial usualmente adotadas, sendo ainda apresentadas as principais vantagens e desvantagens de cada método.

2.4.1 Compactação por pisoteamento

O método de compactação por pisoteamento embora pouco utilizado, baseia-se na sucessiva aplicação de golpes de um mecanismo composto por um pistão que contem no seu interior uma mola, sobre uma pequena área da amostra. Pressionando a amostra de forma cíclica, variando a pressão entre crescente e decrescente, e o tempo de aplicação da carga, as partículas constituintes da amostra acabam por se desagregar. Sendo por isso, este método de compactação recomendado particularmente para solos coesivos, simulando a ação exercida pelo rolo de compactação designado por pé-de-carneiro em obra (Werk, 2000 citado por Dantas, 2013).

2.4.2 Compactação Proctor

Relativamente à compactação de solos por impacto ou dinâmica, este tipo de ensaios de compactação é um dos métodos mais utilizados mundialmente, sendo caracterizado pela ação da queda livre de um pilão sobre uma amostra de solo inserida dentro de um molde cilíndrico.

Tendo sido o Engenheiro Ralph R. Proctor, a primeira pessoa a publicar resultados sobre este tipo de ensaio, na década de 1930, no estado da Califórnia, nos artigos publicados propôs de modo gráfico, uma curva que relaciona o teor em água com o peso volúmico seco, tendo esta ficado conhecida pela curva de compactação Proctor (Dantas, 2013).

Estes ensaios laboratoriais apareceram da necessidade de controlar o peso volúmico do material e o teor em humidade em obra, existindo vários tipos de compactação função do peso e altura de queda do pilão, do número de camadas e do número de pancadas por camada, sendo a energia de compactação por unidade de volume, aplicada no ensaio calculada segundo a equação (2.1).

$$E_c = \frac{P * h * N * n}{V} \quad (2.1)$$

Em que:

E_c – é a energia de compactação, expressa em joles por centímetro cúbico (J/cm^3);

P – é o peso do pilão de compactação, expresso em quilogramas (kg);

h – é a altura de queda do pilão, expresso em centímetros (cm);

N – é o número de pancadas por camada;

n – é o número de camadas;

V – é o volume do molde, expresso em centímetro cúbicos (cm^3).

De acordo com a norma europeia EN 13286-2, as especificações para a realização do ensaio Proctor são as apresentadas no Quadro 2.1. No entanto, no presente estudo foi usado o equipamento de compactação definido na especificação LNEC E 197 (Quadro 2.2) tendo sido ainda usada a metodologia de compactação preconizada na norma Sul-Africana TMH 1 Method A7, que difere da metodologia adotada na Europa, unicamente na altura final do provete que, no caso da compactação pesada, em vez de ficar com uma altura de 11,4 cm apresenta uma altura equivalente a 12,7 cm.

As especificações apresentadas na Norma Europeia, são as apresentadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Tipos de compactação do ensaio Proctor (norma europeia EN 13286-2)

| Tipo de Compactação | Tipo de Molde | Peso do Pilão de Compactação (kg) | Altura de Queda (cm) | Nº de Camadas | Diâmetro / Altura do Molde (cm) | Nº de Pancadas |
|---------------------------|---------------|-----------------------------------|----------------------|---------------|---------------------------------|----------------|
| Proctor Normal | Proctor | 2,5 | 30,5 | 3 | 10,0/12,0 | 25 |
| | Largo | 2,5 | 30,5 | 3 | 15,0/12,0 | 56 |
| | Extra Largo | 15,0 | 60,0 | 3 | 25,0/20,0 | 22 |
| Proctor Modificado | Proctor | 4,5 | 45,7 | 5 | 10,0/12,0 | 25 |
| | Largo | 4,5 | 45,7 | 5 | 15,0/12,0 | 56 |
| | Extra Largo | 15,0 | 60,0 | 3 | 25,0/20,0 | 98 |

Quadro 2.2 - Tipos de compactação do ensaio Proctor (especificação LNEC E 197)

| Tipo de Compactação | Pilão de Compactação /Peso (kg) | Altura de Queda (cm) | Nº de Camadas | Diâmetro/ Altura do Molde (cm) | Nº de Pancadas |
|-------------------------------------|---------------------------------|----------------------|---------------|--------------------------------|----------------|
| Proctor Normal ou Leve | Leve/2,49 | 30,5 | 3 | 10,2/11,7 | 25 |
| | Pesada/4,54 | 45,7 | | 15,2/11,4 | 55 |
| Proctor Modificado ou Pesado | Leve/2,49 | 30,5 | 5 | 10,2/11,7 | 25 |
| | Pesada/4,54 | 45,7 | | 15,2/11,4 | 55 |

Comparando as características da metodologia de compactação Proctor conforme preconizado na especificação LNEC e pela norma Europeia, destaca-se a substituição da coluna referente ao pilão de compactação (leve ou pesado) pela coluna referente ao tipo de molde (Proctor, largo ou extra largo). De destacar ainda o número de pancadas que, de acordo com a especificação LNEC, para a conceção de um provete em três camadas ou em cinco camadas, o número de pancadas por camada é de 25 para compactação leve ou de 55 para compactação pesada. Quanto à normalização Europeia, para o tipo de compactação Proctor normal, compactando o provete em três camadas, de acordo com o tipo de molde, o número de pancadas a empregar é de 25, 56 ou 22, enquanto para o a compactação Proctor modificada, compactando o provete em cinco camadas e de acordo com o tipo de molde, o número de pancadas é de 25 ou 56, e compactando o provete em três camadas o número de

pancadas é de 98, ou seja está-se perante valores de energia de compactação por unidade de volume distintas.

Os valores obtidos na metodologia de compactação Proctor são representados graficamente pela curva de compactação, sendo esta o resultado de um dado procedimento de compactação, que consiste em compactar uma amostra de solo num cilindro de volume conhecido, para uma dada energia de compactação, fazendo variar o teor em água, alcançando assim o resultado da compactação através do cálculo do peso volúmico seco. O resultado é descrito através de pares de valores (w, Y_d), dando origem à curva de compactação (Figura 2.9) com um formato muito semelhante ao de uma parábola com concavidade voltada para baixo. Da curva, resulta um ponto máximo que permite determinar o valor do teor em água ótimo ($w_{ótimo}$) e o peso volúmico seco máximo ($Y_{d\text{ máximo}}$), para uma determinada amostra de solo e energia de compactação aplicada. Esse ponto (máximo), divide a curva de compactação em dois ramos, o ramo seco que se localiza do lado esquerdo do ponto máximo, e o ramo húmido que se localiza do lado direito do ponto máximo (Correia, 1980).

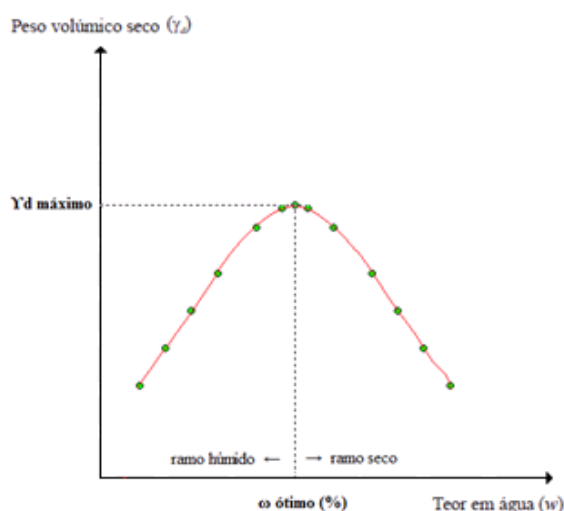


Figura 2.9 - Curva da compactação Proctor

A curva de compactação apresentada (Figura 2.9) foi obtida para determinada energia de compactação, sabendo-se assim, que se se aplicar à mesma amostra de solo, com determinado valor de teor em água, diferentes energias de compactação, o resultado final, calculando os valores do peso volúmico seco, seria diferente. Quer isto dizer, que os pares de valores (w, Y_d) só fazem sentido se forem relacionados com as diferentes quantidades de energia na mesma amostra de solo, pois, cada quantidade energia aplicada gera diferentes pares de valores, como mostra **Erro! A origem da referência não foi encontrada..**

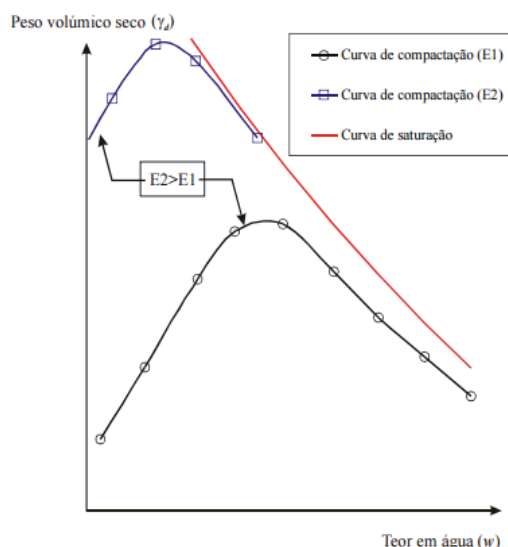


Figura 2.10 - Efeito da energia de compactação (Santos, 2008)

Quanto maior a energia aplicada à mesma amostra de solo, menor será o valor de teor em água ótimo e maior o valor do peso específico seco, isto é, de acordo com o aumento da energia de compactação, a curva sofre uma translação para a esquerda e para cima.

2.4.3 Compactação com martelo vibro compactador

Inicialmente projetado para a realização de trabalhos de demolição, os martelos vibro compactadores começaram a ser utilizados mais tarde na compactação de solos, após as devidas adaptações.

Dada a incapacidade por parte do ensaio de compactação Proctor de se assemelhar aos processos de compactação em obra, nomeadamente com a reprodução da energia e forma de compactação transmitida pelos cilindros vibradores, tornou-se desejável o aparecimento e utilização de um equipamento de compactação laboratorial por vibração que traduzisse uma melhor correlação entre os resultados obtidos “*in-situ*” e em laboratório.

Para além disso, no ensaio Proctor no início do apiloamento pode ocorrer uma fratura na mistura, dando origem a um ponto fraco por onde se iniciará a rotura durante os ensaios de caracterização mecânica que serão posteriormente aplicados aos provetes (Quaresma, 1992).

Desde o desenvolvimento do Martelo Vibro Compactador foi realizada uma extensa pesquisa por forma a garantir a sua viabilidade e aceitação de normalização específica por parte da *American Society for Testing and Materials* (ASTM), *British Standards Institution* (BSI) e da *New Zealand Standards* (NZS). Tendo-se realizado a primeira investigação em 1964 por Parsons, esta focou-se nos cinco pontos principais que afetam o ensaio de compactação com o martelo vibro compactador (Shahin, 2010):

- Tipo e tamanho do martelo;
- Valor da carga estática aplicada;
- Tempo de funcionamento do martelo durante a compactação;
- Tamanho e forma do molde;

- Tensão aplicada pelo martelo.

Segundo a norma EN 13286 – 51, o martelo vibratório e o apiloador circular são utilizados para compactar o solo num molde cilíndrico padrão, sendo este procedimento aplicável a materiais passados no peneiro de abertura 31,5 mm (Figura 2.11). Preparando-se várias amostras com diferentes teores em água à semelhança do ensaio Proctor modificado, o solo é colocado num molde Proctor e compactado em três camadas iguais.

Cada camada é compactada durante 60 segundos, sendo o apiloador do martelo colocado diretamente sobre o topo de cada uma das camadas de solo, obtendo-se uma altura final do provete após a compactação das três camadas de 150 mm. Um dos aspetos que dificulta a realização da compactação é o peso do conjunto martelo e apiloador que após a compactação de cada camada tem de ser elevado, manualmente, até ao ponto inicial, sendo que esta operação é repetida diversas vezes.

O Martelo Vibro Compactador usado no presente estudo apresenta as características técnicas apresentadas no Quadro 2.3 (Quaresma, 1992):

Quadro 2.3 - Características técnicas do martelo vibro compactador

| | |
|---|-----------|
| Energia (Watts) | 750 |
| Frequência (Hertz - Percussões/minuto) | 45 - 2750 |
| Peso Estático Aproximado (N) | 100 |

Devido a algumas incertezas com a sua reprodutibilidade, nomeadamente a perda de água do provete pela base, o ensaio está presentemente, a ser lentamente reconhecido mundialmente, continuando-se a recorrer, alternativamente, ao já conhecido ensaio de compactação Proctor modificado (Shahin, 2010).



Figura 2.11 - Martelo vibro compactador

2.4.4 Compactador giratório *Superpave*

O compactador giratório apareceu da necessidade de se obterem resultados de compactação em laboratório mais próximos dos resultados obtidos em obra, que os fornecidos pelo ensaio do Proctor modificado, que claramente não foram alcançados pelo martelo vibro compactador. Com um elevado histórico de sucesso no que diz respeito à comparação com os ensaios realizados “*in-situ*”, quanto à compactação e degradação dos agregados, o compactador giratório é atualmente o equipamento mais fidedigno de compactação de misturas betuminosas em laboratório, tendo ocorrido nos últimos anos o interesse na possibilidade de ser utilizado na compactação de solos (Dantas, 2013).

Ping et al., 2003, avaliou as características de solos arenosos “*in-situ*” e em laboratório, com o objetivo de determinar de entre vários ensaios de compactação laboratoriais (Proctor normal e modificado, Compactador *Kneading*, Compactador Giratório e Compactação por vibração) qual representaria com maior precisão a compactação verificada “*in-situ*”.

Ping et al., 2003, concluiu que o compactador giratório era o único ensaio de compactação laboratorial que representa fidedignamente a compactação em obra. Tendo a investigação recaído sobre os parâmetros que controlam o Giratório, por forma a ser possível produzir resultados de compactação em laboratório que correspondessem à compactação em obra.

Sem qualquer normalização atual aplicável à compactação de solos no compactador giratório, os quatro parâmetros principais que influenciam a compactação (Figura 2.12) são os a seguir apresentados:

- Tensão Vertical;
- Número de Rotações;
- Ângulo de Rotação;
- Número de Rotações por Minuto.

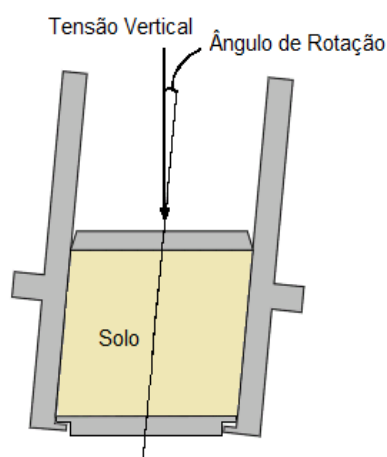


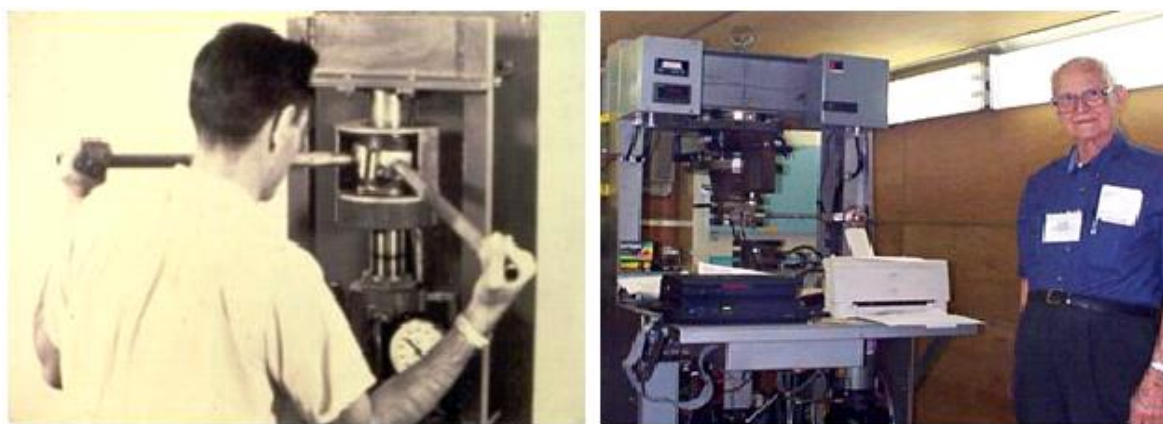
Figura 2.12 - Tensão vertical e ângulo de rotação do molde do compactador giratório (adaptado de Browne, (2006))

No ano de 1939 no *Texas Highway Department* iniciou-se o desenvolvimento de uma prensa giratória manual (Figura 2.14 a) para ensaios com solo e materiais betuminosos. (Ping et al., 2003a citado por

Dantas, 2013). Conseguindo após várias pesquisas e inúmeros ensaios, no ano de 1946 elaborar normas e técnicas de ensaio (Harman et al., 2002).

Segundo Harman et al., 2002, foram estabelecidos três critérios no desenvolvimento e aplicação da metodologia de compactação com o Giratório. Em primeiro lugar, deveria ser igualmente adaptável no controle em obra e no ensaio das misturas betuminosas. Em segundo lugar, deveria reproduzir o mesmo peso específico e índice de vazios da obra depois de finalizada e exposta ao tráfego. Por último, deveria simular a degradação do agregado durante a compactação em obra.

Na década de 1950 no *U.S Army Corps of Engineers* (USACE), com base nos princípios do *Texas Highway Department* e na ineficiência do compactador utilizado na época em simular adequadamente as densidades das misturas betuminosas quando sujeitas a um nível de tráfego pesado, John L. McRae desenvolveu o compactador por “amassamento” (Figura 2.13 b).



a) **Figura 2.13 – a) Prensa giratória do Texas (Harman et al., 2002); b) Compactador giratório por amassamento e John McRae (Harman et al., 2002)**

Tendo passado por diversas evoluções desde a sua concepção em 1939 (Quadro 2.4), no início dos anos 90, no âmbito do *Strategic Highway Research Program* (SHRP) nos EUA, o compactador foi aperfeiçoado para o processo de formulação *Superpave* (*Superior Performing Asphalt Pavements*), passando a ser designado por *Superpave Gyratory Compactor* (SGC).

Quadro 2.4 - Evolução temporal das características do compactador giratório (adaptado de Harman et al., 2002)

| Ano | Equipamento / Organização | Dimensão do Provete (mm) | Características da Compactação |
|-------------|--|--|---|
| 1939 | Desenvolvimento da Prensa Giratória do Texas / <i>Texas Highway Department</i> | D – 102 mm H – 51 mm | P – desconhecida A – manual R – manual |
| 1946 | Prensa Giratória do Texas / <i>Texas Highway Department</i> | D – 102 e 152 mm H – 51 a 76 mm | P – variável A – 6° R – 60 rpm |
| 1957 | Compactador giratório por amassamento / <i>U.S Army Corps of Engineers (USACE)</i> | D – 152 mm H – variável | P – variável A – oscilação entre 0° a 3° R – variável 12-18 rpm M – molde aquecido |
| 1960 | Primeiro protótipo da Prensa Giratória do Texas / <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)</i> | D – sem informação H – sem informação | P – variável A – variável R – variável |
| 1968 | Segundo protótipo da Prensa Giratória do Texas / <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)</i> | D – 80 ou 120 mm H – variável | P – variável A – oscilação entre 0,5° a 5° R – variável M – molde aquecido |
| 1974 a 1985 | PCG ₁ e PCG ₂ / <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)</i> | D – 160 mm H – de 80 mm a 300 mm | P – 600 kPa A – de 1° a 4° R – corrigido de 6 rpm para 30 rpm M – molde aquecido |
| 1991 | Modificação da prensa giratória de corte / <i>Federal Highway Administration (FHWA)</i> | D – 102 mm H – 64 mm | P – 600 kPa A – de 0,5° a 3° R – 30 rpm |
| 1993 | Compactador Giratório Superpave / <i>Strategic Highway Research Program (SHRP)</i> | D – 150 mm H – 115 mm | P – 600 kPa A – 1,25° R – 30 rpm |
| 1996 | PCG ₃ / <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)</i> | D – 150 mm H – de 100 a 160 mm | P – 500 kPa a 800 kPa A – de 0,5° a 2° R – de 6 a 30 rpm |

Legenda: D – diâmetro; H – altura; P – tensão normal; A – ângulo de rotação; R – número de rotações por minuto; M – molde aquecido; PCG – Prensa de corte giratório

Com base nos resultados obtidos resultantes da compactação de misturas betuminosas com o SGS, foi elaborado um procedimento laboratorial com quatro parâmetros:

- Após vários ensaios com ângulos elevados, analisaram ângulos mais baixos como o de 1°, acabando por definir que o ângulo de rotação a considerar seria de $1,25^\circ \pm 0,02$ por produzir uma curva de compactação confiável e fácil de controlar (Huber, 1996 citado por Browne, 2006);
- Foi definido que o número de rotações por minuto seria de 30, dada a sua utilização com sucesso no compactador giratório do Texas e facto de os ensaios anteriormente realizados terem permitido concluir da pouca influência deste parâmetro sobre os provetes (Browne, 2006);

- O aumento da tensão normal de 200 kPa para 600 kPa resultou no aumento do peso específico, dependendo a percentagem de acréscimo do tipo de solo em estudo (Browne, 2006));
- O número de rotações é diferente para cada mistura, no entanto segundo Browne, 2006, um elevado número de rotações, dependendo do tipo de solos, pode resultar numa perda significativa de teor em humidade da amostra, assim como o aumento do número de rotações resultará no aumento da energia de compactação (Browne, 2006).

Durante a compactação dos provetes são exercidas sobre a amostra dois tipos de forças, uma força causada pela tensão normal que é constante durante todo o ensaio e a força de cisalhamento que varia com o tempo (Ping et al., 2003).

2.4.5 Compactação estática

O processo da compactação estática consiste, como o próprio nome indica, na colocação da amostra num molde e aplicação de uma força estática gradual, através de um pistão.

Segundo Reddy et al., 1993, existem dois tipos de compactação estática, a de tensão máxima variável e a de tensão máxima constante. No primeiro tipo de compactação, a amostra é sujeita a uma força gradual constante até atingir a altura pré-determinada, isto é, o volume pretendido. Podendo no final da compactação a força variar, dependendo o teor em água da amostra. No segundo tipo de compactação, a amostra é sujeita a determinada força até atingir a tensão máxima. Ao contrário do primeiro tipo de compactação estática, neste tipo de compactação a altura final depende do teor em água, sendo a compactação concluída quando se atingir a tensão máxima.

Com base nos resultados obtidos a partir deste método de compactação é possível a conceção de uma curva de compactação estática semelhante à curva de compactação Proctor.

Mais rápido, fácil e simples, à semelhança do ensaio de compactação Proctor, o ensaio de compactação estático permite determinar o grau de compactação "*in-situ*", o teor em água ótimo e peso volúmico seco correspondente.

À semelhança das metodologias de compactação apresentadas na presente dissertação, a compactação estática surgiu da necessidade em se obter resultados laboratoriais mais semelhantes com os obtidos "*in-situ*" do que os obtidos pela compactação Proctor.

2.4.6 Análise comparativa das várias metodologias de compactação

Devido à existência de alguma disparidade já conhecida relativamente aos resultados obtidos "*in-situ*", o ensaio laboratorial de compactação Proctor modificado apesar da sua corrente utilização, tende a ser substituído por ensaios que representem de forma mais fidedigna o que acontece em obra.

Com uma compactação do tipo dinâmica, os provetes são compactados em cinco camadas iguais em moldes cilíndricos com um diâmetro de 152 mm. Relativamente ao ensaio com o Martelo Vibro Compactador, este pretende simular a energia exercida pelos cilindros vibradores. Tratando-se de

uma compactação por vibração, os provetes são compactados em três camadas iguais nos moldes cilíndricos do ensaio Proctor.

Quanto à compactação com o Giratório *Superpave* segundo Ping et al., 2003 é o único ensaio de compactação laboratorial que representa a compactação em obra, exercendo sobre a amostra uma força causada pela tensão normal e uma força de corte. Presentemente, sem que exista ainda qualquer normalização aplicável a solos, o provete pode ser compactado numa única camada ou por camadas, sendo a altura dos provetes contrariamente aos outros ensaios variável, dependendo do teor em água e tensão normal definida e aplicada.

O Quadro 2.5 apresenta de forma resumida os parâmetros que diferenciam as três metodologias de compactação, prevendo-se que o Martelo Vibro Compactador aplique uma menor energia sobre os provetes face às outras metodologias e o Compactador Giratório uma energia superior à do Proctor, para tensões normais muito elevadas.

Quadro 2.5 – Análise comparativa das três metodologias de compactação

| | Proctor Modificado | Martelo Vibro Compactador | Giratório <i>Superpave</i> |
|---------------------------------|---------------------------|----------------------------------|-----------------------------------|
| Diâmetro do molde (mm) | 152 | 152 | 150 |
| Altura dos provetes (mm) | 127 | 150 | Variável |
| Nº de camadas | 5 | 3 | Indefinido |
| Tipo de compactação | Dinâmica | Vibração | Quase estático |

2.5 Estabilização de solos

2.5.1 Características gerais

Em obra, no decorrer dos movimentos de terras é corrente a utilização do solo existente na construção, permitindo deste modo reduzir significativamente quer os impactos ambientais decorrentes da deposição de solos a vazadoiro quer os impactos económicos. No entanto, correntemente esses solos apresentam características geotécnicas inadequadas, podendo vir a desenvolver problemas nos pavimentos e nas estruturas. Assim torna-se necessária a sua melhoria (1) ou estabilização (2) química, através da adição de cimento ou de cal, alterando as suas propriedades por forma a melhorarem as suas características e consequentemente o seu comportamento, permitindo uma boa qualidade de construção.

Desde meados da década de 20, do século passado, que nos Estados Unidos os engenheiros de pavimentação reconheceram a necessidade de estabilizar os solos, nomeadamente quando usados nas camadas de base e de sub-base de aeródromos e estradas, devido à óbvia poupança ao utilizar os solos da própria construção ou perto desta, e à possibilidade de redução da espessura das camadas (Portland Cement Association, 1971). Devendo-se o crescimento e aceitação do solo-cimento ao grande esforço por parte de muitos departamentos de estado, cidades, órgão governamentais, empreiteiros, ensaios laboratoriais, entre outros (Portland Cement Association,

1971). No entanto, só em meados do século 30, altura de grande evolução ao nível da indústria automóvel, é que a Europa sentiu necessidade de começar também a estabilizar os solos.

Em Portugal, dada a facilidade em se obterem materiais granulares em quantidade e qualidade elevada, e com valores de aquisição aceitáveis, durante alguns anos, os pavimentos rodoviários eram compostos por camadas granulares não ligadas, protegidas ou não por um revestimento superficial ou cobertas por uma camada de betão betuminoso ou argamassa, de acordo com a utilidade da estrada, denominados por pavimentos flexíveis (Branco et al., 1988).

Embora os métodos de construção e estabilização dos solos tenham evoluído significativamente, os princípios básicos de engenharia estão ainda hoje em uso, tendo no entanto o aumento do volume de tráfego e a evolução rodoviária levado aos atuais pavimentos rígidos e semirrígidos.

Apresentam-se nos pontos seguintes os principais aspetos relativos à estabilização de solos, nomeadamente com cimento, sendo que no presente estudo este foi o material estudado.

1. Técnica que tem como objetivo melhorar as características geotécnicas do solo, podendo ser temporário o permanente.
2. Técnica que tem como objetivo melhorar o comportamento mecânico, por forma a torná-lo estável e indiferente à ação da água e do gelo. (Bell, 1993)

2.5.2 Estabilização de solos com cimento

Entende-se por solo-cimento a mistura de cimento com água e material granular natural, permitindo melhorar as propriedades do solo e sua utilização em engenharia.

Propriedades como o tipo de solo, a granulometria, o comportamento na presença de água, as características físicas e químicas e a sua trabalhabilidade, são fatores que influenciam o comportamento mecânico do solo – cimento, não sendo aconselhável a aplicação de cimento a solos com elevados valores de limites de liquidez, limites de plasticidade e por consequente elevados valores de índice de plasticidade (Monte, 2012).

Sendo possível tratar qualquer tipo de solo, fundamentalmente por razões económicas, se a percentagem de cimento necessária para a sua estabilização for muito elevada torna-se inviável a sua melhoria com recurso a cimento. Geralmente quanto maior a percentagem de finos presentes no solo, maior será a quantidade de cimento a utilizar, sendo por isso desaconselhável a sua utilização em argilas gordas (Monte, 2012).

A estabilização de solos consiste na utilização de um processo físico, químico, físico-químico ou mecânico (natural ou artificial), por forma a alterar as propriedades dos solos existentes de modo a melhorar o seu comportamento, tornando-os aptos para responderem de forma satisfatória às solicitações previstas (Dias, 2012).

Bastante utilizada no setor da construção rodoviária, a combinação de solo com cimento leva a um aumento da resistência tornando possível a diminuição da espessura das camadas, podendo ser aplicada nas camadas de base, sub-base e de leito de pavimentos

De modo a ser possível conceber um material com características adequadas para responder às exigências da engenharia, com recurso ao ensaio Proctor modificado determina-se o peso volúmico seco e o teor em água ótimo correspondente do solo-cimento.

A quantidade de cimento e de água que devem ser adicionados ao solo é determinada por meio de ensaios laboratoriais, sabendo-se que a adição de cimento fará diminuir o teor em água, a ação química resultante da cristalização do cimento e o arejamento produzido durante a mistura, criam ligações duradouras e rápidas entre as partículas do solo (Santos, 2008).

À semelhança do que ocorre nos betões, o solo-cimento também apresenta a necessidade de ser sujeito a um período de cura de pelo menos 3 a 7 dias, estando o aumento de resistência da mistura relacionada com o tempo, a temperatura e a presença de água (ACI 230, 1990 citado por Magalhães, 2013).

A qualidade final das camadas constituídas por material estabilizado com cimento depende muito das condições de cura, devendo o ambiente de cura do solo-cimento apresentar teores em água suficientes de modo a que as reações químicas ocorram de forma satisfatória.

Por forma a ajudar na escolha da melhor solução de pavimento a adotar para cada tipo de obra, existem normas e especificações para cada país, que segundo Vitali, 2008 citado por Magalhães, 2013, para o solo-cimento os parâmetros essenciais a ter em conta são a granulometria e os limites de *Atterberg*, destacando ainda a percentagem de finos, dimensões máximas, índice de plasticidade, limite de liquidez e limite de plasticidade.

2.5.3 Camadas de solo-cimento

As metodologias para formulação de tratamento de solos com cimento diferem quando comparado o definido a nível Europeu com o preconizado pelas especificações Sul-Africanas (Quadro 2.6).

Variando também os requisitos dos materiais a serem tratados com cimento.

De acordo a metodologia Sul-Africana definida no TRH 4, no TRH 14 e a mais recente no SAPEM – 3, os materiais tratados com cimento são designados por um código constituído pela letra C seguida de um número de pode variar de 1 a 4, por ordem decrescente de “rigidez”, sendo o valor 1 atribuído a agregados naturais ou britados com cimento com resistências à compressão uniaxial (c_u) aos 7 dias de 6 MPa a 12 MPa, em provetes compactados a 100 % no ensaio Proctor modificado. Devido às características locais de construção nestes países torna-se difícil obter agregado, pelo que as misturas correntemente utilizadas são as das classes C3 e C4.

Uma mistura tratada com cimento de classe C3 deve apresentar uma resistência à compressão uniaxial (c_u) aos 7 dias de 1,5 MPa a 3,0 MPa e uma resistência à tração indireta (c_i) mínima de 250 kPa em provetes compactados a 100% no ensaio Proctor modificado, com uma granulometria máxima do material utilizado de 63 mm e índice de plasticidade após estabilização não superior a 6. Para a classe C4 os valores correspondentes são, respetivamente de $0,75 \text{ MPa} \leq c_u \leq 1,5 \text{ MPa}$ e $c_i \geq 200 \text{ kPa}$, com requisitos de granulometria e índice de plasticidade idênticos (Quadro 2.7).

De acordo com o Caderno de Encargos da Estrada de Portugal 14.03 – Pavimentação (atualmente Infraestrutura de Portugal) o solo a tratar com ligantes hidráulicos, cal ou cimento, deverão respeitar determinados requisitos nomeadamente quanto à sua granulometria e limites de *Atterberg*.

O solo a tratar deverá apresentar no mínimo 95 % de material que passa no peneiro de malha de 63 mm e no máximo 30 % de material passante no peneiro de malha de 0,063 mm, seguindo-se a norma NP EN 933-1 para determinação da granulometria. Deverá apresentar um limite de liquidez de 35 %, no máximo, aplicando-se no entanto só para solos que apresentem 30% ou mais, em massa, de partículas com dimensões inferiores a 0,05 mm. O índice de plasticidade deverá ser no máximo de 15%, determinando-se ambos os valores segundo a norma NP 143 (Quadro 2.6).

À semelhança da normalização existente nos países Africanos, também o CETO da IP (14.03 – Pavimentação) apresentam alguns requisitos quanto às misturas de solo-cimento. Prevendo-se uma percentagem mínima de ligante de 3%, podendo no entanto ser considerados valores inferiores caso esteja especificado no projeto e o estudo laboratorial o demonstrar (Quadro 2.7).

Relativamente ao comportamento mecânico, tal como na metodologia Sul-Africana - SAPEM - 4, este também é um dos parâmetros a avaliar, sendo neste caso apenas considerada a resistência à compressão (cu) dos provetes aos 28 dias, devendo o valor variar entre 0,8 MPa e 1,0 MPa.

Quadro 2.6 - Síntese de requisitos para solos para tratamento segundo as metodologias Europeia e Sul-Africana

| Requisitos | Unidade | Metodologia Europeia (CETO 14.03 - EN 14227-10) | Metodologia Sul-Africana (SAPEM - 4) |
|---|--|---|--|
| Granulometria | Percentagem de material que passa no peneiro 63 mm, mínima | 95 | D _{máx} =63mm ou 2/3 da espessura da camada |
| | Percentagem de material que passa no peneiro de 0,063 mm, máxima | 30 | |
| Limite liquidez (LL), máximo | - | 35 | 30 |
| Índice de plasticidade (IP), máximo | - | 15 | 10, 12 ou IP=3GM+10 |
| Retração linear (LS), máxima | - | - | 5 ou Sem requisitos |
| Expansibilidade a 100% de densidade AASHTO modificado | - | - | <1,0% |
| CBR depois de imersão a 93% de densidade AASHTO modificado | - | - | >25 |
| Índice de grupo, máximo | - | - | 1 |

$$GM = \frac{P_{2,00mm} + P_{0,425mm} + P_{0,075mm}}{100}, \text{ Onde: } P_{2,00mm} \text{ é a percentagem retida no peneiro indicado}$$

Quadro 2.7 - Síntese de requisitos após tratamento de solo com cimento

| | Metodologia Europeia (CETO 14.03 - EN 14227-10) | Metodologia Sul-africana | | | |
|--|--|--------------------------|-----|--------|-----|
| | | C3 | | C4 | |
| | | Min | Max | Min | Max |
| Resistência à compressão não confinada aos 7 dias a 100 % de densidade Mod. AASHTO (MPa) | - | 1,5 | 3,0 | 0,75 | 1,5 |
| Resistência à compressão não confinada aos 7 dias a 97% de densidade Mod. AASHTO (MPa) | - | 1,0 | 2,0 | 0,5 | 1,0 |
| Resistência à compressão diametral aos 7 dias a 100% de densidade Mod. AASHTO (kPa) | - | > 250 | | > 200 | |
| Resistência à compressão não confinada aos 28 dias a 100% de densidade Mod. AASHTO (MPa) | 0,8 < cu < 1,0 | | | - | |
| Índice de plasticidade (%) | - | | | < 6 | |
| pH | - | | | > 12,4 | |
| % Mínima de ligante | 3% | | | 3 % | |
| % Máxima de ligante | - | | | 5 % | |

2.6 Ensaios de caracterização mecânica

Como forma de aferir a resistência dos solos determina-se geralmente o Índice Californiano – CBR (*California Bearing Ratio*) de provetes compactados em laboratório.

De modo a complementar os ensaios de compactação anteriormente descritos, é usual a realização de ensaios mecânicos sobre os provetes compactados com diferentes dias de cura, para avaliação da evolução da resistência mecânica ao longo do tempo de cura.

Aborda-se neste ponto o ensaio de CBR, o ensaio de resistência à compressão uniaxial (simples) e o ensaio de resistência à tração indireta (compressão diametral).

2.6.1 Ensaio de resistência à compressão uniaxial (simples)

O ensaio de resistência à compressão uniaxial ou compressão simples permite a determinação da resistência à compressão de provetes cilíndricos constituídos por uma mistura tratada com ligante hidráulico, sujeitos a uma força de compressão aplicada até à rotura (Figura 2.14).

O valor da resistência à compressão é obtido através da relação entre a força de rotura e a área da secção ensaiada dos provetes equação (2.2) de acordo com a normalização Sul – Africana SANS 3001 - GR53 e a norma EN 13286 – 41.

O valor da resistência à compressão simples é calculado a partir da seguinte expressão:

$$R_c = \frac{F}{A_c} \quad (2.2)$$

Onde,

RC - é a resistência à compressão, expressa em Newton por milímetro quadrado (N/mm²);

F - é a força máxima obtida, expressa em newtons (N);

AC – é a área da secção ensaiada dos provetes, expressa em milímetro quadrado (mm²).

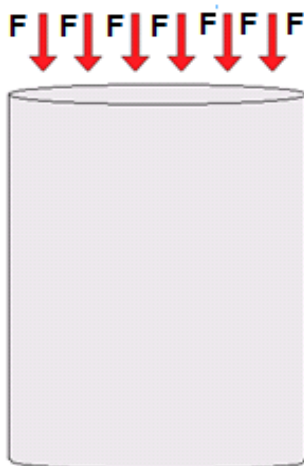


Figura 2.14 - Princípio do ensaio de compressão uniaxial

2.6.2 Ensaio de resistência à tração indireta (compressão diametral)

O ensaio de resistência à tração indireta ou compressão diametral consiste em sujeitar provetes cilíndricos constituídos por uma mistura tratada com ligante hidráulico a uma força de compressão na direção diametral ao longo de duas geratrizes opostas até à rotura por tração na parte interna do provete (Figura 2.15).

O valor da resistência à tração indireta do provete, é obtido através da relação entre a força de rotura e as características geométricas dos provetes equação (2.3) de acordo com a normalização Sul – Africana SANS 3001 GR54 e a norma EN 13286 – 42.

O valor da resistência à tração indireta é calculado a partir da seguinte expressão:

$$R_{it} = \frac{2F}{\pi H D} \quad (2.3)$$

Onde,

R_{it} – é a resistência à tração indireta, expressa em Mega Pascal (MPa);

F – é a força máxima obtida, expressa em newtons (N);

H – é o comprimento do provete, expresso em milímetros (mm);

D – é o diâmetro do provete, expresso em milímetros (mm).

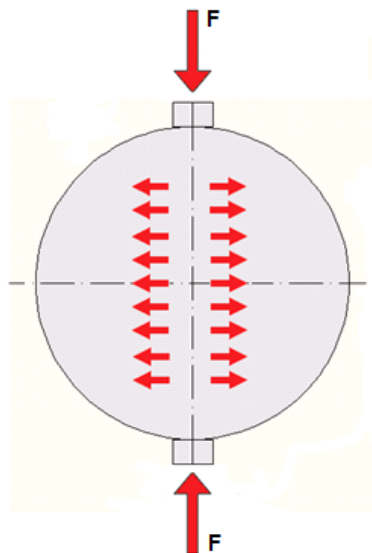


Figura 2.15 – Princípio do ensaio de compressão indireta

2.6.3 California Bearing Ratio (CBR)

Desenvolvido antes da segunda guerra mundial pelo engenheiro O. J. Porter no estado da Califórnia, o ensaio *California Bearing Ratio* (CBR), consiste na determinação da força necessária para que um pistão normalizado penetre no solo até uma determinada profundidade, com uma velocidade constante (Figura 2.16).

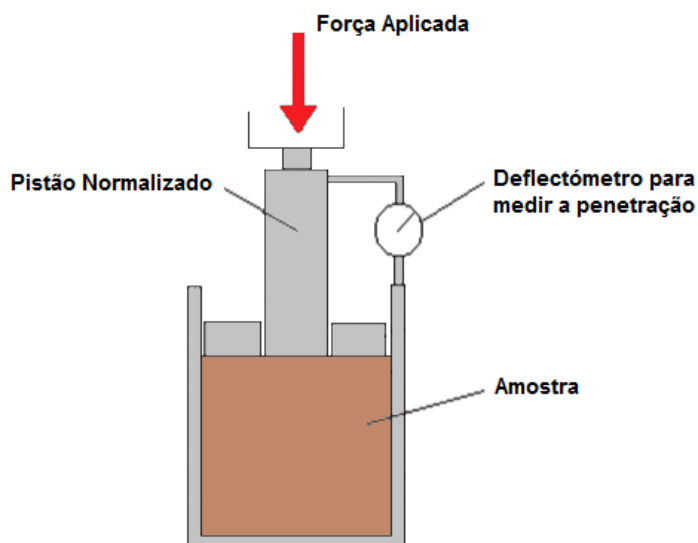


Figura 2.16 - Procedimentos do ensaio CBR (adaptada <http://www.pta.asn.au/documents/SOILS-Proficiency-Testing-CBR.pdf> a 15 de Março de 2015)

Citando Correia, 1980, o ensaio de CBR é utilizado em trabalhos de controlo de compactação, em estudos de avaliação da aptidão de um solo à circulação de veículos, mas sobretudo em estudos de dimensionamento de pavimentos.

Compactado com base na metodologia do ensaio Proctor modificado de compactação pesada em molde grande, o valor de CBR é a força necessária para o pistão penetrar até certa profundidade, expressa em percentagem da força necessária para o mesmo pistão penetrar, até à mesma profundidade e com a mesma velocidade, num provete normalizado equação (2.4) As profundidades de referência (Quadro 2.8), velocidade e dimensões do molde variam conforme a normalização utilizada. No caso do presente estudo, é utilizada a especificação LNEC E 198 e a normalização Sul-Africana SANS 3001 – GR 40.

De acordo com Pinto, 2008 citado por Maurilio, 2009, o ensaio de CBR é um ensaio empírico que permite a avaliação do comportamento do solo sob o ponto de vista da resistência e deformabilidade, por meio de um único índice.

O valor do CBR é calculado a partir da seguinte expressão:

$$CBR = 100 * \frac{x}{y} \quad (2.4)$$

Onde:

CBR – é o *California Bearing Ratio*, expresso em percentagem (%);

x – é a massa do tabuleiro, expressa em gramas (g);

y – é a força correspondente à mesma penetração num provete normalizado (Quadro 2.8), expressa em quilogramas – força (kgf).

Quadro 2.8 - Valores normalizados da força - penetração do provete normalizado

| Penetração (mm) | Força (kgf) |
|-----------------|-------------|
| 2,5 | 1355 |
| 5,0 | 2033 |
| 7,5 | 2575 |
| 10,0 | 3177 |
| 12,5 | 3500 |

2.7 Considerações finais

Resumidamente seja o tipo de pavimento flexível, rígido ou semi-rígido, quando o solo apresenta fracas características para a sua utilização em camadas de base e sub-base torna-se necessário melhorar as suas características por forma a se tornar um material com comportamento estável e com boas características. Melhorando as suas características mecânicas através da compactação e as suas características físicas e químicas recorrendo a um ligante hidráulico, cal ou cimento.

Hoje em dia dada a importância em se obterem resultados em laboratório cada vez mais semelhantes com os obtidos “*in-situ*”, e dada a sua impossibilidade através do ensaio de compactação Proctor, tem-se recorrido a metodologias de compactação laboratoriais menos conhecidas, nomeadamente o Martelo Vibro Compactador e o compactador Giratório *Superpave*, com a expectativa de que estas apresentem melhores resultados.

Finalizada a compactação torna-se necessário aferir a resistência dos solos por forma a complementar os ensaios de compactação, através do ensaio de resistência à compressão simples, do ensaio de resistência à compressão diametral e do ensaio de CBR, permitindo conhecer a resistência à compressão, a sua aptidão do solo à circulação de veículos e o dimensionamento do pavimento.

Concluindo, após a estabilização e compactação do solo, e aferida a sua resistência, é necessário verificar se os resultados obtidos se enquadram nos requisitos para os solos tratados com ligante hidráulico por forma a averiguar a sua aptidão em camadas de base e sub-base.

3 Estudo experimental

3.1 Considerações iniciais

O presente capítulo, tem como objetivo apresentar o estudo experimental realizado tendo em vista avaliar, comparativamente várias metodologias laboratoriais de compactação de solos, de modo a identificar qual a metodologia que melhor traduz as condições verificadas em obra.

No âmbito das atividades desenvolvidas no Projeto Tropical-Pav, procedeu-se à identificação e caracterização laboratorial de um solo, com o objetivo da sua utilização na execução das camadas de fundação e do leito de pavimento, assim como para soluções das camadas de base e sub-base em solo-cimento.

Posteriormente o material em estudo foi compactado laboratorialmente de acordo com as seguintes metodologias de compactação:

- Proctor;
- Martelo Vibro Compactador;
- *Giratório Superpave*.

Finalmente e, tendo como objetivo validar experimentalmente qual a metodologia de compactação laboratorial representativa das condições verificadas em obra foram realizados ensaios mecânicos, para diferentes dias de cura, sobre os provetes de solo-cimento compactados em laboratório bem como sobre a camada de solo-cimento construída em condições e dimensões reais tendo os resultados obtidos sido analisados comparativamente.

O solo-cimento foi ainda aplicado num provete físico tendo em vista avaliar o seu desempenho para vários dias de cura.

3.2 Caracterização laboratorial do material estudado

De forma a ser possível classificar o material em estudo, tanto o solo natural como o “solo modificado” com outro material, assim como o solo tratado com cimento foram realizados ensaios para determinação das suas propriedades físicas e químicas.

Foram usados três sistemas de classificação, a Classificação Unificada (ASTM 2487), a Classificação para Fins Rodoviários (AASHTO) e a Classificação Sul-Africana (TRH 14) cujo método divide o solo em dez categorias, de G1 a G10, sendo que G1 corresponde a um solo com boas características podendo ser considerado quase como uma rocha fraturada e a categoria G10 que define um solo de características muito fracas, conforme apresentado no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Classificação de solos pela normalização Sul-africana TRH 14

| | | G1 (Graded crushed stone) | G2 (Graded crushed stone) | G3 (Graded crushed stone) | G4 (natural gravel (processed and/or modified)) | G5 (natural gravel (processed and/or modified)) | G6 (natural gravel (processed and/or modified)) | G7 (Gravel-soil) | G8 (Gravel-soil) | G9 (Gravel-soil) | G10 (Gravel-soil) |
|--|-------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---|---|---|----------------------------------|------------------|------------------|-------------------|
| Granulometria (G2 e G4 50% do material retido peneiro 4,75mm tem de ser britado) | #mm | Se Dmáx=37,5mm | | | | Dmáx=63mm ou 2/3 da espessura da camada | | Dmáx< 2/3 da espessura da camada | Sem requisitos | | |
| | 53,0 | 100 | | 100 | | | | | | | |
| | 37,5 | 100 | | 85-100 | | | | | | | |
| | 26,5 | 84-94 | | - | | | | | | | |
| | 19,0 | 71-84 | | 60-90 | | | | | | | |
| | 13,2 | 59-75 | | - | | | | | | | |
| | 4,75 | 36-53 | | 30-65 | | | | | | | |
| | 2,00 | 23-40 | | 20-50 | | | | | | | |
| | 0,425 | 11-24 | | 10-30 | | | | | | | |
| | 0,075 | 4-12 | | 5-15 | | | | | | | |
| | | Se Dmáx=26,5mm | | | | | | | | | |
| | 53,0 | 100 | | | | | | | | | |
| | 37,5 | 100 | | | | | | | | | |
| | 26,5 | 100 | | | | | | | | | |
| | 19,0 | 85-95 | | | | | | | | | |
| | 13,2 | 71-84 | | | | | | | | | |
| | 4,75 | 42-60 | | | | | | | | | |
| | 2,00 | 27-45 | | | | | | | | | |
| | 0,425 | 13-27 | | | | | | | | | |
| | 0,075 | 5-12 | | | | | | | | | |
| Módulo granulométrico | | | | | | 1,5 | 1,2 | 0,75 | | | |
| Limite de liquidez (max.) | | 25 | 25 | | 30 | | | | | | |
| Índice de Plasticidade | | 4 | 6 | | 10 | 12 ou IP= 3GM+10 | | | | | |
| Retração linear (%) max. | | 4 | 3 | | 5 | | | | | | |
| 10% FACT (min) | | 110kN | | | | | | | | | |
| ACV (max.) | | 29 % | | | | | | | | | |
| Índice de lamelação (26,5-19,0 e 19,0-13,2) | | <35% | | | | | | | | | |
| CBR depois de imersão a 98% densidade Mod. AASHTO | | | >80% | | | | | | | | |
| Expansão a 100% densidade Mod. AASHTO | | | <0,2% | | <0,5% | <1,0% | <1,5% | <1,5% | <1,5% | <1,5% | |
| CBR depois de imersão a 95% Mod. AASHTO | | >45% | | | | | | | | | |
| CBR a 93% de densidade Mod. AASHTO | | | | | | >25 | >15 | | | | |
| CBR à densidade in situ | | >10 | | | | | | | >7 | >3 | |
| Índice de grupo (max) | | | | | | 0 | 1 | 1 | | | |

3.2.1 Tipo de solo estudado

Por forma a simularem-se laboratorialmente as características de um solo com fracas características do tipo argiloso, representativo dos materiais naturais existentes em África, foi necessário proceder à recomposição do solo base. Assim, o “solo modificado” resultou da mistura de 50 % do denominado “solo de fundação” (Figura 3.1 a), com 40 % de areia de rio lavada graduada com dimensões nominais das partículas de 0/2 mm (Figura 3.1 b) e com 10 % de areia de rio lavada graduada com dimensões nominais das partículas de 2/4 mm (Figura 3.1 c), tendo-se obtido assim um solo que será denominado no presente estudo por “solo modificado”.

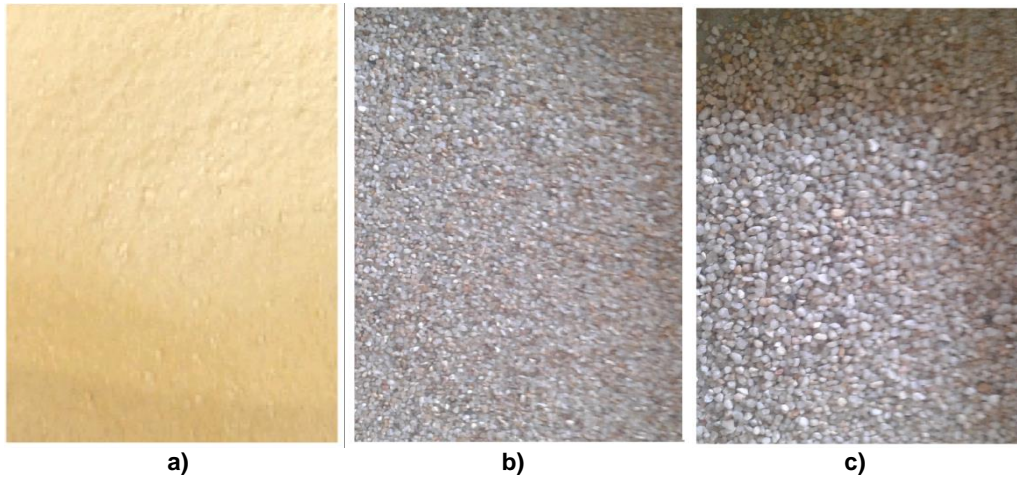


Figura 3.1 – Solo criado em laboratório: a) “Solo de fundação”; b) Areia 0/2 mm; c) Areia 2/4 mm

O “solo de fundação” (Figura 3.2) foi recolhido na zona envolvente ao antigo estádio da Luz por camiões que o transportaram e armazenaram num hangar do LNEC disposto em várias pilhas, facilitando deste modo a recolha de material sempre que necessário para ensaio.



Figura 3.2 - Solo natural

3.2.2 Preparação laboratorial do solo

Após a recolha do solo, este foi colocado em estufa a secar. Posto isto, este foi colocado na máquina de Los Angeles a 3500 voltas, por forma a obter-se uma amostra de solo destorroado e de modo a que pudesse ser posteriormente misturado com a areia, criando assim um solo com características similares às existentes na zona equatorial e nomeadamente em África (Figura 3.3).



Figura 3.3 – Fase de preparação laboratorial do Solo

Posteriormente e atendendo a que a metodologia de redução de amostras laboratoriais de solos, se baseia num processo iterativo de divisão da amostra em provetes de massa inferior, de acordo com as quantidades necessárias para cada tipo de ensaio, obtiveram-se, por esquartelamento amostras representativas para os ensaios a realizar no presente estudo (Figura 3.4).



Figura 3.4 - Esquartelador

3.2.3 Ensaio laboratoriais de caracterização do solo estudado

De modo a serem conhecidas as características do material a ser utilizado posteriormente nos vários ensaios de compactação, foram realizados diversos ensaios laboratoriais sobre o “solo de fundação”, sobre o solo denominado por “solo modificado” e alguns sobre o solo tratado com cimento (CEM II/A-L 42,5R), conforme apresentado no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Ensaios de caracterização do material em estudo

| Ensaios de caracterização do “solo de fundação” e “solo modificado” | | |
|---|--|--|
| Ensaio | Norma | Observações |
| Granulometria | Especificação LNEC E 196 e LNEC E 196 e LNEC E 239, Normas Sul-Africanas SANS 3001 – GR1 e SANS 3001 – GR3 | Determinação da distribuição das partículas constituintes de um solo por tamanhos, de forma quantitativa. |
| Determinação do Teor em Água | EN 1097 – 5 | Este método baseia-se em pesar uma amostra de solo, colocar na estufa a secar e pesar novamente. Determinando assim o teor em água da amostra. |
| Determinação dos Limites Consistência e Índice de Retração Linear | NP EN 143 e equivalentes Sul - Africanas TMH 1 Method A2, TMH 1 Method A3 e SANS 3001 – GR10. | Permite prever o comportamento da fração fina dos solos quando sujeito à presença de água, podendo o mesmo tipo de material apresentar um comportamento sólido, fluido ou plástico consoante a quantidade de água. |
| Equivalente de Areia | Especificação LNEC 199 e equivalente Sul-Africana SANS 3001-AG5 | Permite saber se o solo é plástico ou não plástico, não fornecendo dados relativamente à sua plasticidade. |
| Determinação da Massa Volúmica | NP 83 | Permite a a determinação do volume de uma dada massa de partículas de solo. |
| Avaliação dos Finos - Absorção do Azul Metileno | NF P 94-068 | Permite caracterizar a plasticidade de um solo, permitindo também saber a natureza dos finos, a quantidade e a qualidade de argila presente no solo. |
| Determinação do pH | Normalização Sul - Africana SANS 3001 – GR57 | Permite a obtenção do grau de acidez ou alcalinidade da amostra. |
| CBR | Especificação LNEC E 198 e Normalização Sul-Africana SANS 3001 – GR 40 | Permite a determinação da força necessária para que um pistão normalizado penetre no solo até uma determinada profundidade, com uma velocidade constante. |

3.2.4 Análise granulométrica

A análise granulométrica de um solo tem como objetivo a determinação quantitativa da distribuição por tamanhos das partículas constituintes do solo.

O ensaio consiste em passar o solo por uma série de peneiros com abertura progressivamente decrescentes e determinar as quantidades, em percentagem, retidas em cada um deles, em função da massa total. Obtendo-se a percentagem de material passado em cada peneiro, traça-se a curva granulométrica, que permitirá visualizar com melhor precisão a distribuição das partículas e as eventuais falhas de partículas de determinada dimensão, tornando mais fácil a sua correção.

A determinação da granulometria do solo foi realizada segundo as especificações LNEC E 196 e LNEC E 239 e segundo a norma Sul-Africana SANS 3001 – GR1 e SANS 3001 – GR3

Na Figura 3.5 apresenta-se a curva granulométrica referente ao “solo de fundação” com sedimentação pela especificação LNEC E 196.

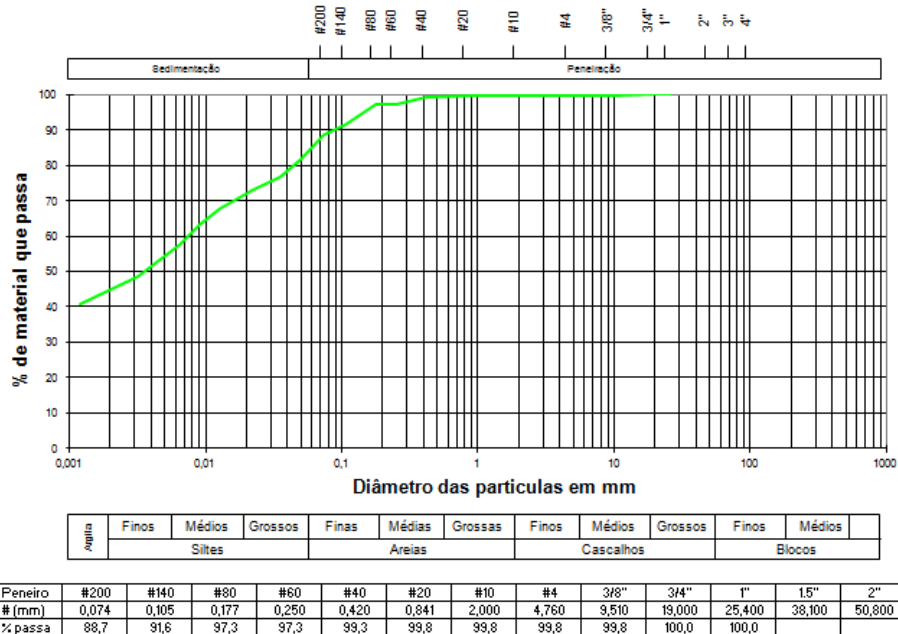


Figura 3.5 - Curva granulométrica do “solo de fundação” pela especificação LNEC E 196

Para o “solo modificado” cuja curva granulométrica é a apresentada na Figura 3.6, o ensaio granulométrico não foi realizado abaixo do peneiro ASTM nº200 (0,074 mm) dado que a maioria dos finos resulta do solo incorporado.

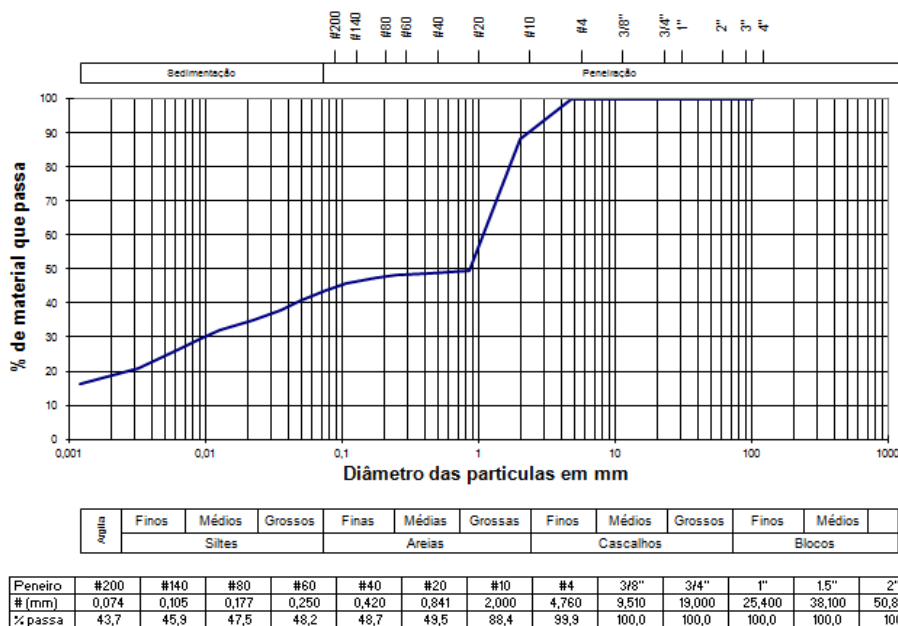


Figura 3.6 – Curva granulométrica do solo modificado segundo especificação LNEC E 196 e E 239

Relativamente à classificação granulométrica pelo método Sul-Africano, a série de peneiros utilizada é diferente da preconizada nas especificações LNEC E 196 e LNEC E 239, pelo que foi necessária uma análise granulométrica segundo esta normalização. Apresenta-se na Figura 3.7 a curva granulometria referente ao “solo de fundação” e na Figura 3.8 a curva granulométrica do “solo modificado”.

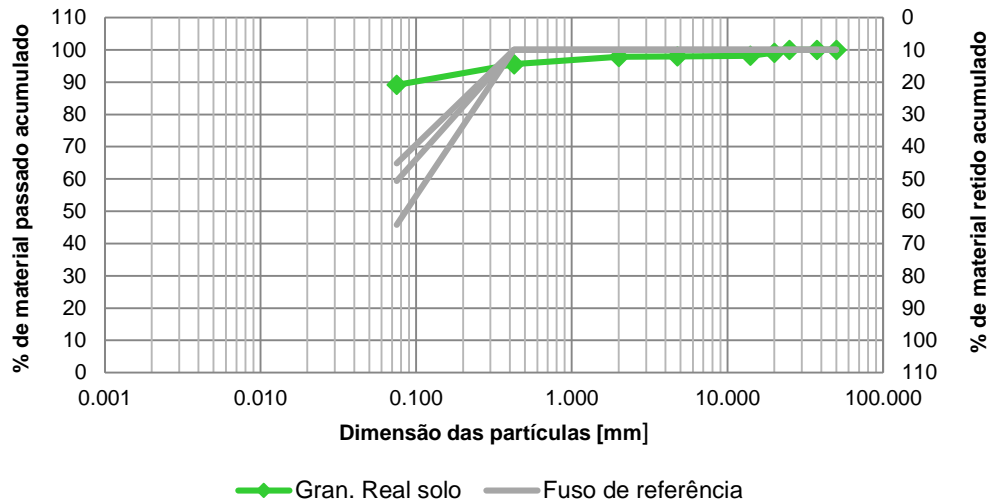


Figura 3.7 - Curva granulométrica do “solo de fundação” segundo a normalização Sul-Africana

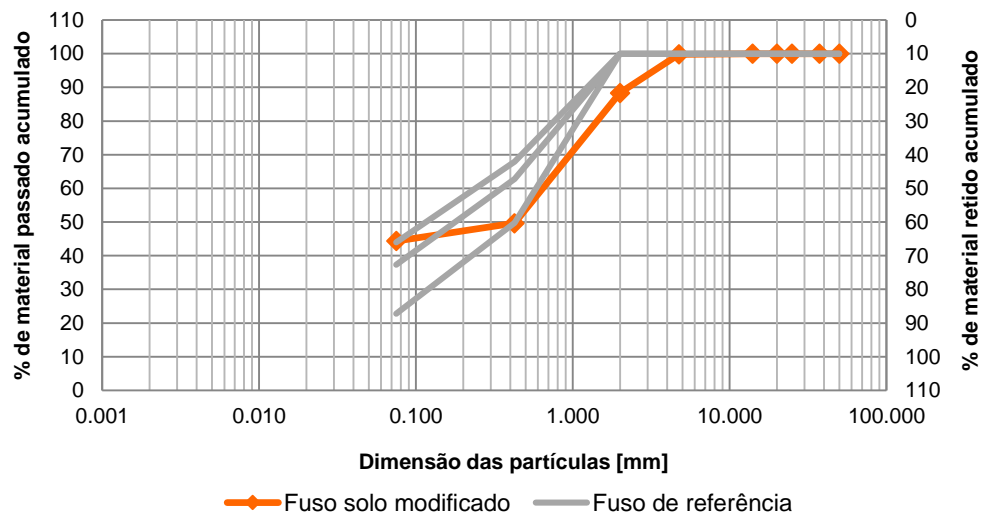


Figura 3.8 - Curva granulométrica do solo modificado segundo a normalização Sul-Africana

A metodologia Sul-Africana contempla o traçado de fusos granulométricos de referência que correspondam à máxima densidade. Por forma a obter a densidade máxima do solo, a curva granulométrica deve encontrar-se dentro do fuso granulométrico dado pela seguinte equação:

$$P = (d/D)^{\alpha} \quad (3.1)$$

Onde:

P – é a percentagem de material que passa no peneiro de abertura de malha “d”;

D – é a máxima dimensão do solo;

α – é um coeficiente empírico.

De modo a ser possível obter um fuso granulométrico para uma determinada dimensão máxima do solo, o modelo é alterado utilizando diferentes expoentes empíricos, usualmente, 0,25, 0,3 e 0,45.

Obtém-se desta forma um limite inferior e superior das densidades máximas possíveis de obter.

A metodologia Sul-Africana contempla ainda o cálculo de uma constante que permite avaliar as propriedades da curva granulométrica, designada por módulo granulométrico. A seguinte equação permite através de um método simples avaliar as propriedades do solo:

$$GM = \frac{P_{2,00mm} + P_{0,425mm} + P_{0,075mm}}{100} \quad (3.2)$$

Onde:

- P_{xmm} é a percentagem de material retido no peneiro de abertura de malha “x” mm.

Fornecendo como referência o valor 2,0, de acordo com a metodologia caso o valor do módulo granulométrico seja superior a este valor, verifica-se que o solo é um material grosseiro de boa qualidade, caso seja inferior, trata-se de materiais de grão mais fino e de pior qualidade.

Obtendo-se um valor do módulo granulométrico referente ao “solo de fundação” de 0,16, constata-se que este é bastante inferior a 2,0, pelo que de acordo com a normalização aplicável o solo apresenta grãos finos de má qualidade. Relativamente ao “solo modificado” obteve-se um valor do módulo granulométrico de 1,82.

3.2.5 Determinação do teor em água por secagem em estufa

Sempre que durante os vários ensaios descritos ao longo da dissertação, houve necessidade de determinação do teor em água das amostras, recorreu-se à Norma NP EN 1097 – 5, que tem como objetivo a determinação do teor em água por secagem em estufa (Figura 3.9).

Assim sendo, determinou-se valor do teor em água (w), que corresponde à massa de água existente no provete ensaiado expressa em percentagem da massa do provete seco em estufa, a partir da equação (3.3).

O Teor em água é calculado a partir da seguinte expressão:

$$W = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad (3.3)$$

Onde:

W – é o teor água, expresso em percentagem (%);

W_w – é o peso da água, expresso em gramas (g);

W_s – é o peso do solo seco, expresso em gramas (g).



Figura 3.9 - Estufa

3.2.6 Determinação dos limites de consistência

Os ensaios para a determinação dos Limites de Consistência ou Atterberg, são ensaios empíricos, que têm como objetivo prever o comportamento da fração fina dos solos quando sujeitos à presença de água, e a sua variação de consistência com a humidade. Consoante a quantidade de água existente no solo, o mesmo pode ter um comportamento sólido, fluido ou plástico.

Atterberg, o químico Sueco ligado à indústria cerâmica que introduziu estes ensaios, observou que a argila tem diferentes comportamentos, dependendo dos teores em água.

Através de vários ensaios, é possível determinar o Limite de Plasticidade e o Limite de Liquidez.

Tendo em conta a técnica de ensaio descrita na Norma NP 143 e correspondente normalização Sul-Africana TMH 1 Method A2 e TMH 1 Method A3 fizeram-se ensaios de limites de consistência, relativamente ao “solo de fundação”, ao “solo modificado” e ao “solo modificado” composto por cimento

- **Limite de Liquidez (LL)**

A determinação do Limite de Liquidez resulta de um ensaio bastante empírico, aplicável a solos que contenham 30 % ou mais de partículas com dimensões inferiores a 0,05 mm, ficando assim excluídos os solos composto maioritariamente por areia. Sendo o Limite de Liquidez de uma amostra de solo o teor em água às 25 pancadas, obtido a partir da interpolação numa curva que relaciona o teor em água de quatro amostras com número de pancadas para o qual o sulco fechou cerca de um centímetro, na concha de Casagrande (Figura 3.10).

De acordo com a norma NP 143, caso não seja possível determinar o Limite de Liquidez, classifica-se o solo como “não plástico”

Realizados todos os ensaios, anotados os valores necessários e obtidos os resultados finais (Quadro 3.3 e o Quadro 3.4) traçou-se uma curva que relaciona o teor em água corresponde a cada um dos quatro ensaios (Figura 3.13 e Figura 3.14), em ordenadas, com o número de pancadas correspondente, em abcissas. Sendo o limite de liquidez da amostra, expresso em percentagem, o teor em água correspondente às 25 pancadas, obtido a partir da interpolação da curva.



Figura 3.10 - Procedimentos relativos ao ensaio do limite de liquidez

- **Limite de Plasticidade (LP)**

A determinação do Limite de Plasticidade é apenas aplicável em solos que contenham cerca de 30 % ou mais de partículas com dimensões inferiores a 0,05 mm, ficando assim excluídos os solos composto maioritariamente por areia. Obtém-se o valor do limite de plasticidade de uma amostra de solo, a partir da média do teor em água das 4 amostras ensaiadas, sendo o valor do teor em água o que determina a passagem entre o estado plástico e o estado semissólido. Caso não seja possível determinar o Limite de Plasticidade, indicar que o solo é “não plástico” (NP 143).

Na Figura 3.11 apresentam-se os passos para a determinação do Limite de Plasticidade e na Figura 3.12 as cápsulas com as amostras para posterior determinação do teor em água do ensaio de Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade.

Realizados todos os ensaios, anotados os valores necessários obtidos os resultados finais, o Limite de Plasticidade resulta da média dos teores em água dos quatros provetes ensaiados para cada amostra, sendo expresso em percentagem (Quadro 3.3 e Quadro 3.4).



Figura 3.11 - Procedimentos relativos ao ensaio do limite de plasticidade



Figura 3.12 - Cápsulas com as amostras correspondentes ao ensaios da determinação do limite de liquidez e limite de plasticidade antes determinação do teor em água

Concluídos os ensaios e obtidos os valores relativamente ao Limite de Liquidez e ao Limite de Plasticidade, determina-se o respetivo valor do Índice de Plasticidade segundo a equação (3.4), que resulta da diferença entre o Limite de Liquidez e o Limite de Plasticidade, correspondendo ao intervalo de humidade em que o solo apresenta um comportamento plástico (Quaresma, 1992).

$$IP = LL - LP \quad (3.4)$$

Onde,

IP – é o índice de plasticidade, expresso em percentagem (%);

LL – é o limite de liquidez, expresso em percentagem (%);

LP – é o limite de plasticidade, expresso em percentagem (%).

Obtidos os valores referentes aos limites de consistência, por forma a ser possível fazer a classificação rodoviária de solos AASHO, torna-se necessário efetuar o cálculo do índice de grupo (IG) do solo, a partir da equação (3.5) :

$$IG = (F - 35) * (0,2 + 0,005 * (LL - 40)) + 0,01 * (F - 15) * (IP - 10) \quad (3.5)$$

Onde,

F – material passante no peneiro #200 ASTM (%);

LL – limite de liquidez (%);

IP – índice de plasticidade (%).

Quadro 3.3 - Limites de consistência e índice de grupo do “solo de fundação”

| Limite de Liquidez (%) | Limite de Plasticidade (%) | Índice de Plasticidade (%) | Índice de Grupo |
|------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------|
| 46,50 | 19,90 | 26,60 | 25 |

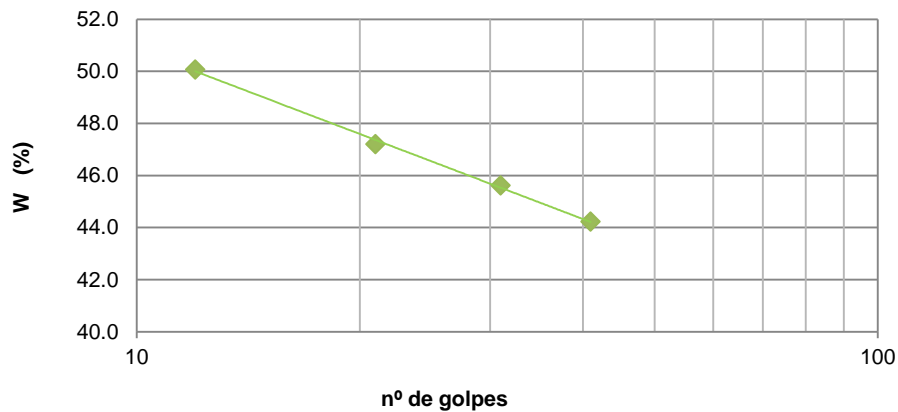


Figura 3.13 - Curva relativa ao Limite de Liquidez do “solo de fundação”

Quadro 3.4 - Limites de consistência do “solo modificado”

| Limite de Liquidez (%) | Limite de Plasticidade (%) | Índice de Plasticidade (%) | Índice de Grupo |
|------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------------|
| 37,40 | 18,20 | 19,30 | 4,3 |

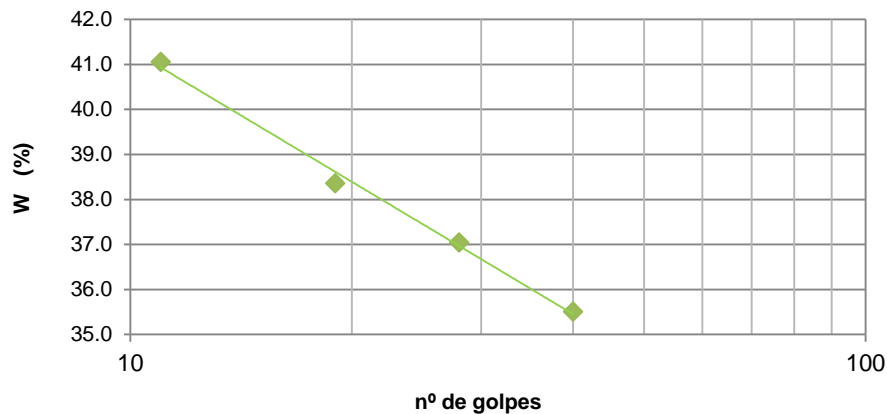


Figura 3.14 - Curva relativa ao Limite de Liquidez do “solo modificado”

Com base nos resultados obtidos expressos no Quadro 3.3 e no Quadro 3.4 segundo a classificação unificada de solos ASTM o “solo de fundação” classifica-se como uma Argila magra (CL) e o solo modificado como uma areia argilosa (SC).

Segundo a classificação rodoviária de solos AASHO o “solo de fundação” trata-se de um solo A-7-6 devido ao valor do $IP > LL - 30$, definindo-se como um solo argiloso, com comportamento de fraco e pobre. Quando ao solo modificado trata-se de um solo A-6.

De acordo com o especificado na normalização Sul-Africana - SAPEM – 3 após a estabilização do solo com o ligante hidráulico (cimento) este deverá apresentar um valor para o índice de plasticidade inferior a 6%, pelo que foram realizados os ensaios de limites de consistência com diferentes teores em cimento (Quadro 3.5).

Quadro 3.5 - Limites de consistência para estabilização com diferentes teores de cimento

| Teor em cimento | LL (%) | LP (%) | IP (%) |
|-----------------|--------|--------|--------|
| 0 % | 37,4 | 18,2 | 19,2 |
| 3% | 45,2 | 27,1 | 18,1 |
| 5 % | 43,4 | 27,5 | 15,9 |
| 10 % | 42,6 | 29,2 | 13,5 |
| 20 % | 39,4 | 29,6 | 9,8 |

Analisando o Quadro 3.5 verifica-se que mesmo com um teor em cimento de 20% não é possível obter um valor de $IP < 6\%$, o que torna completamente inviável o tratamento do solo devido aos custos que tal solução importa. Assim sendo, torna-se necessário efetuar outro tipo de ensaio de modo a definir-se o teor em cimento a utilizar na estabilização do solo, não sendo portanto este critério aplicável ao solo em estudo.

3.2.7 Índice de retração linear

O índice de retração linear corresponde ao valor que o solo retraiu no interior de calhas metálicas, com dimensões normalizadas, desde o estado húmido correspondente ao teor em água equivalente

ao Limite de Liquidez de cada amostra (Quadro 3.3, Quadro 3.4 e Quadro 3.5) até ao estado seco em estufa. Expresso em percentagem, tem-se em conta a relação entre a dimensão original do provete e o valor de retração medida.

Seguindo-se a normalização Sul-Africana (SANS 3001 – GR10), é definido naquele documento o método de ensaio para a determinação do índice de retração linear.

De acordo com o preconizado na normalização aplicável, começou-se por limpar e secar as calhas metálicas de dimensões 150 x 10 mm², seguindo-se o seu aquecimento e em seguida a colocação da cera com a criação de uma fina camada de cera fundida aplicada com o auxílio de um pincel. Colocada a cera, procedeu-se ao arrefecimento da calha com o auxílio de um pano húmido na base exterior, por forma a evitar que a camada de cera fendilhe durante o arrefecimento deixando a calha parcialmente exposta.

Verificadas todas as condições de ensaio das calhas, imediatamente após a realização do ensaio do Limite de Liquidez, encheram-se as calhas com o material sobranço com o auxílio de uma espátula, garantindo que todas as superfícies fiquem preenchidas, removendo posteriormente o excesso com recurso à lâmina da espátula.

Com o material húmido corretamente colocado nas calhas, colocaram-se as mesmas na estufa a uma temperatura de 105° C durante 24 horas. Findas as 24 horas retiraram-se as calhas da estufa deixando-as arrefecer ao ar, até se medir com o auxílio de um paquímetro a distância entre o material aplicado e a extremidade das calhas (Figura 3.15).

Realizado o ensaio para o “solo de fundação”, para o “solo modificado” e para o solo estabilizado com diferentes teores em cimento, apresentam-se de forma resumida no Quadro 3.6 e no Quadro 3.7 os resultados obtidos com base na equação (3.6).

O índice de retração linear é calculado a partir da seguinte expressão:

$$LS = \text{retração medida em mm} * f \quad (3.6)$$

Onde,

LS - é o índice de retração linear, expresso em percentagem (%);

$$f = \frac{100}{d} * \frac{0,8}{1-0,008 N};$$

d – é a dimensão do provete de solo húmido, expressa em milímetros (mm);

N – número de pancadas referentes ao ensaio do limite de liquidez.

Quadro 3.6 - Índice de retração para solo natural e “solo modificado”

| | “Solo de fundação” | “Solo modificado” |
|--------|--------------------|-------------------|
| LS (%) | 10,4 | 8,6 |

Com base nos valores obtidos e o valor do Índice de Plasticidade do “solo de fundação” é possível aferir que o solo em estudo possui um elevado grau de plasticidade.

Relativamente ao “solo modificado”, conforme expectável pelos resultados obtidos para os limites de consistência, o índice de retração reduziu em relação ao solo original sem qualquer tratamento, verificando-se deste modo que a modificação do solo com areia além de alterar o fuso granulométrico também permitiu reduzir a plasticidade do solo.

Quadro 3.7 - Índice de retração para estabilização do solo com diferentes teores de cimento

| Teor em cimento | LS (%) |
|-----------------|--------|
| 0% | 8,6 |
| 3% | - |
| 5% | 4,9 |
| 10% | - |
| 20% | 1,9 |



Figura 3.15 - Procedimentos relativos ao ensaio do índice de retração linear

3.2.8 Equivalente de areia

A determinação do valor do equivalente de areia segundo a Especificação LNEC 199 e a norma equivalente Sul-Africana SANS 3001-AG5, consiste em misturar o solo com uma solução floculada previamente preparada num provete, agitar e deixar repousar até as partículas finas estarem suspensas. Passado o tempo necessário de repouso, a relação entre a altura do sedimento e a altura total do floculado, expresso em percentagem, permite obter o valor do equivalente de areia (equação 3.7), apresentando-se os valores obtidos no presente estudo no Quadro 3.8 e o procedimento do ensaio na Figura 3.16.

Segundo Pereira, O., 1971, um valor do equivalente de areia de 0 corresponde a um material constituído unicamente por argila e um valor de 100 a uma areia limpa. Valores inferiores a 20, indicam que se trata de um solo plástico e superiores a 30 correspondem a um solo não plástico (Quaresma, 1992)

Quadro 3.8 - Valores obtidos no ensaio do equivalente de areia

| | “Solo de fundação” | | “Solo modificado” | |
|----------------------|--------------------|-----|-------------------|-------|
| Proveta | A | B | A | B |
| h_2 [mm] | 0,0 | 0,0 | 49,69 | 49,80 |
| h_1 [mm] | 274 | 318 | 358 | 356 |
| Equivalente de Areia | 0,0 | 0,0 | 13,90 | 14,00 |
| Valor médio [SE] | 0 | | 14,00 | |

O valor do equivalente de areia é calculado a partir da seguinte expressão:

$$SE = \frac{h_2}{h_1} * 100 \quad (3.7)$$

Onde,

SE – é o equivalente de areia;

h_1 – é a altura superior do floculado, expressa em metros (m);

h_2 – é a altura da camada sedimentada determinada com o auxílio do pistão, expressa em metros (m).



Figura 3.16 - Procedimentos adotados para a determinação do valor do equivalente de areia

3.2.9 Determinação da massa volúmica

Entende-se por massa volúmica a relação entre o peso volúmico das partículas de uma determinada amostra e o peso volúmico da água destilada a uma temperatura de 20° C.

Segundo Pereira, O., 1971, a sua determinação só tem interesse para o cálculo do índice de vazios, porosidade e granulometria (sedimentação), pois, a menos que este apresente valores muito altos ou muito baixos, fornece muito poucas indicações.

Consoante a dimensão das partículas constituintes do material, existem duas técnicas de ensaio distintas. No caso de o material ser composto por partículas com dimensões inferiores às do peneiro nº 4 (4,75 mm ASTM) da série ASTM, deverá seguir-se a Norma NP 83 que tem como objetivo a determinação do volume de uma dada massa de partículas de solo pelo método do picnómetro. Para os materiais constituídos por partículas com dimensões superiores às do peneiro ASTM nº 4, deverá seguir-se o preconizado na Norma EN 1097 – 6.

Dada a granulometria do material, apresentada no ponto 3.2.4, foi adotada a Norma NP 83.

Apresentam-se de forma resumida os valores da massa volúmica referentes ao “solo de fundação” e ao “solo modificado” no Quadro 3.9 e, a técnica de ensaio na Figura 3.17.

A massa volúmica das partículas, à temperatura t_x , é calculada a partir da seguinte expressão:

$$d_{20}^{t_x} = \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} * K \quad (3.8)$$

Onde:

$d_{20}^{t_x}$ - é a massa volúmica das partículas, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm^3);

m_3 - é a massa, expressa em gramas (g), do picnómetro cheio de água destilada;

m_4 - é massa, expressa em gramas (g), do material seco;

m_5 - é a massa, expressa em gramas (g) do picnómetro com a amostra e a água à temperatura t_x ;

K - quociente da massa volúmica da água à temperatura t_x , pela densidade da água a 20° C.

Quadro 3.9 – Massa volúmica correspondente ao “solo de fundação” e “solo modificado”

| | “Solo de fundação” | “Solo modificado” |
|--|--------------------|-------------------|
| Temperatura do ensaio [° C] | 24,5 | 21,0 |
| Massa Volúmica [g/cm^3] | 2,73 | 2,65 |

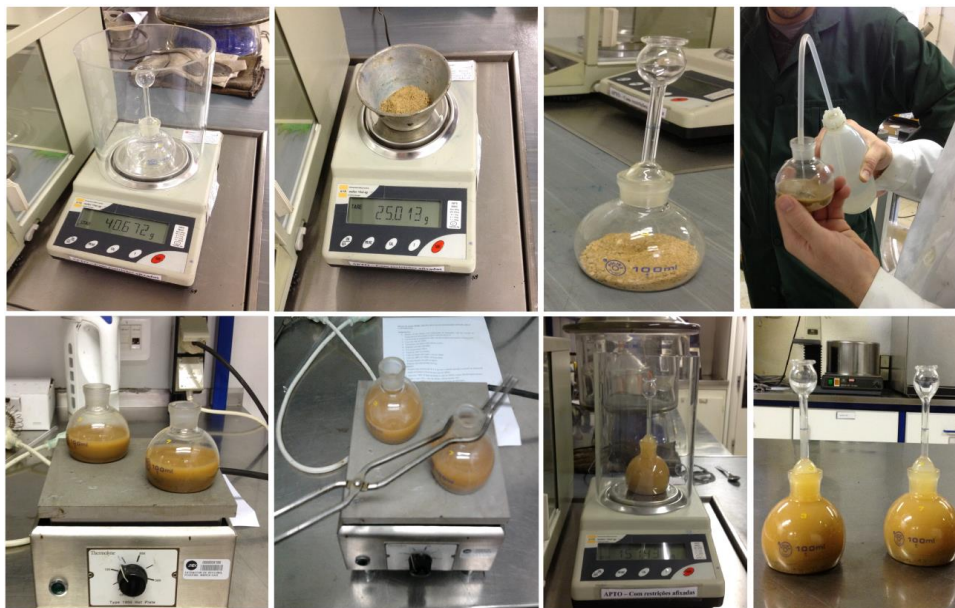


Figura 3.17 - Procedimentos do ensaio da determinação da massa volúmica

3.2.10 Ensaio do Azul – de - Metileno

O Ensaio do Azul - de - Metileno tem como objetivo avaliar a presença de materiais orgânicos e (ou) argilosos ativos, e a atividade da fração 0/50 mm. Para a sua realização procede-se à adição controlada de uma solução de azul-metileno a uma suspensão com o solo (Figura 3.18), sendo avaliada a da respetiva adsorção deste. A avaliação é feita de acordo com a existência ou não, de uma auréola azul clara na gota colocada em suspensão, sobre um papel de filtro. Caso as partículas de material existente na suspensão fixem todo o corante, não será possível visualizar a auréola, sendo necessário adicionar novamente a solução corante. Sendo assim, quanto maior for a quantidade de partículas de argila ou material orgânico possivelmente ativas, maior será o valor do azul metileno (VAM).

O valor do Azul – de – Metileno (VAM), é expresso em gramas de solução de azul metileno por 100 gramas de material seco (equação 3.9).

Tendo-se seguido o especificado na norma NF P 94-068, dado tratar-se de um solo, para o material em estudo, considerando uma dimensão máxima das partículas $D_{max} \leq 5$ mm, tomou-se uma massa (m) de material húmido tal que $m > 200 D_{max}$ (massa em gramas e D_{max} em milímetros).

Os resultados obtidos a partir da equação (3.9) relativamente à amostra referente ao “solo de fundação” e ao “solo modificado”, encontram-se resumidos no Quadro 3.10. Na Figura 3.19 e na Figura 3.20 é possível visualizar a auréola após a adição de 150 ml e de 90 ml de solução de azul metileno, respetivamente.



Figura 3.18 - Adição de Azul Metileno ao solo

O valor de azul metileno é calculado a partir da seguinte expressão:

$$VAM = \frac{B}{m_0} * 100 \quad (3.9)$$

Onde,

VAM – é azul-de-metileno, expresso em gramas por 10 gramas de solo (g/100 g de solo);

B – é a massa de azul introduzida na solução (solução de 10 g/l), expressa em gramas (g);

m_0 – é a massa seca do provete a ensaiar, expressa em gramas (g).

Quadro 3.10 - Valores obtidos do Azul - de - Metileno

| Amostra | “Solo de fundação” | “Solo modificado” |
|-----------------------|--------------------|-------------------|
| V [ml] | 150 | 90 |
| VAM [g/100 g de solo] | 3,4 | 2,0 |

Analisando os valores apresentados no Quadro 3.10, conclui-se que o “solo de fundação” apresenta um VAM 58,8 % superior (Figura 3.19) ao do VAM obtido para o “solo modificado” (Figura 3.20), o que seria esperado pois o “solo modificado” contém apenas 50 % do “solo de fundação” e 50 % de areia.

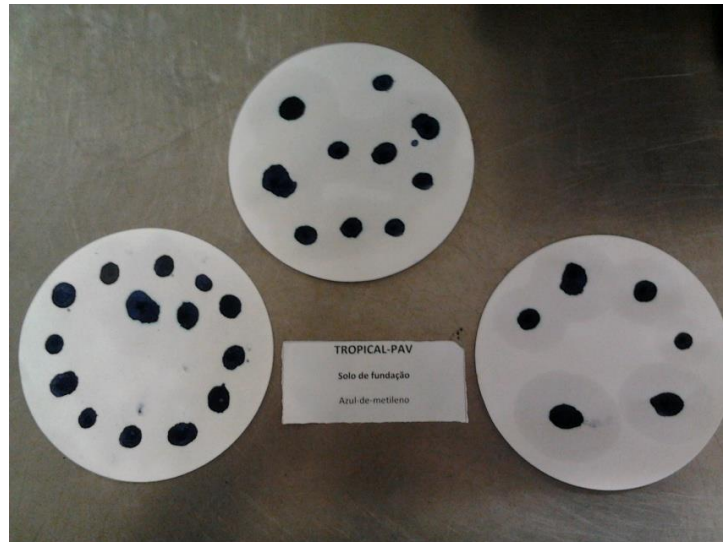


Figura 3.19 - Ensaio do Azul - de - Metileno do “solo de fundação”

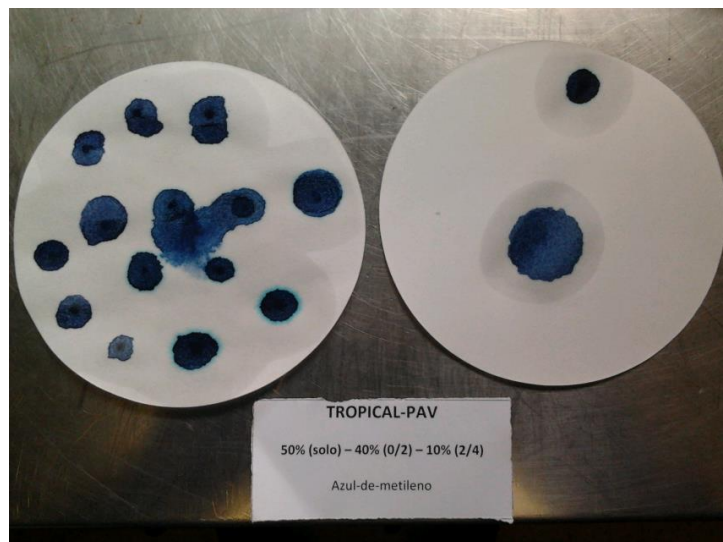


Figura 3.20 - Ensaio do Azul - de - Metileno do “solo modificado”

3.2.11 Consumo inicial de cal/estabilizador (cimento), ICL/ICS e Determinação do pH

Tendo como objetivo a determinação da percentagem de cimento a utilizar na estabilização do solo selecionado para o presente estudo, o ensaio para a determinação do consumo de cal/cimento, intitulado por “Determinação do consumo de cimento ou cal necessária para estabilização de materiais”, deve ser realizado por forma a determinar o teor aproximado de estabilizante hidráulico a adicionar. Segundo a normalização Sul-Africana SANS 3001-GR57 as amostras devem conter teores de estabilizador variando, geralmente de 0%, 1%, 2%, 3%, 4% e 10 % e água destilada que é então adicionada, de modo a formar uma pasta.

De acordo com a referida normalização (SANS 3001 – GR57), o ensaio de determinação do pH permite a obtenção do grau de acidez ou de alcalinidade da amostra. Utilizando um medidor de pH calibrado, este é determinado em função do teor em estabilizante. Sendo o teor em estabilizante ideal determinado quando o valor do pH da pasta é próximo de 12,4 e se mantém estável é determinando assim o valor de ICL/ICS do material. Caso o valor do pH se mantenha estável e se mostre eficaz,

isto é, se o valor obtido de ICL/ICS não é superior a 3,5 %, conclui-se que o solo é apropriado a ser estabilizado, mostrando-se eficaz, viável e com custos pouco elevados para a sua estabilização.

No presente estudo colocou-se num copo de 100 ml uma amostra de cerca de 30 g de material passado no peneiro ASTM nº 40 (0,425 mm) e adicionou-se 70 ml de água destilada, mexendo-se durante alguns minutos. Repetiu-se o procedimento cinco vezes, fazendo variar a percentagem de cimento adicionada (1 %, 3%, 4% e 10 %). Sendo a percentagem em cimento baseada no peso do “solo modificado” seco. Tapou-se os copos, deixando-os repousar durante 24 horas.

Com o medidor de pH calibrado, agitou-se bem a suspensão de material e mergulhou-se o eléctrodo. Com a medição do pH estabilizada, registou-se a leitura, tendo-se realizado três medições sobre a mesma amostra, apresentando-se na Figura 3.21, de forma sequencial, a realização do ensaio, desde a preparação da amostra até à determinação do pH. No fim procedeu-se ao cálculo do valor médio das medições efetuadas (Quadro 3.11).



Figura 3.21 - Procedimentos do ensaio de determinação do pH

No Quadro 3.11 apresentam-se os resultados obtidos de forma resumida das determinações do pH das diversas amostras com diferentes percentagens de cimento.

| Quadro 3.11 - Resultados obtidos do ensaio de pH | |
|--|----------|
| Amostra | pH médio |
| “Solo modificado” + 0% de cimento | 8,12 |
| “Solo modificado” + 1% de cimento | 11,84 |
| “Solo modificado” + 2% de cimento | 12,27 |
| “Solo modificado” + 3% de cimento | 12,49 |
| “Solo modificado” + 4% de cimento | 12,62 |
| “Solo modificado” + 10% de cimento | 13,04 |

Sabendo do anteriormente apresentado que seria necessário um teor em cimento acima de 20 % de modo a obter um IP < 6% e tendo em consideração os valores apresentados Quadro 3.11 verifica-se que o valor de indicativo de ICS é de 3% (pH > 12,4), sendo esta a percentagem mínima de ligante hidráulico preconizada nas normas Sul-Africanas – SAPEM – 4 (Quadro 2.7). Além disso, sendo um teor em cimento inferior a 3,5 %, trata-se de um solo adequado para ser estabilizado, apresentando eficácia, viabilidade e custos económicos pouco elevados.

3.3 Ensaio de CBR

Conforme preconizado na especificação LNEC E 198 o ensaio de CBR tem como finalidade a caracterização mecânica do solo em estudo, isto é, determinar a força necessária para que um pistão normalizado penetre no solo até uma determinada profundidade, com uma velocidade constante como descrito anteriormente (vd. 2.6.3).

Apesar da norma Sul-Africana SANS 3001 – GR 40 em termos de procedimentos laboratoriais ser semelhante à especificação LNEC, refere-se a exceção relativa à altura final dos provetes compactados que está definida na norma Sul-Africana TMH 1 Method A7, do ensaio Proctor como sendo de 12,7 cm e o número de pancadas que será de 55, 22 e 11, não ocorrendo desta forma sobreposição de pancada sobre a mesma camada.

Com cerca de 4,5 kg de material passado no peneiro de abertura 37,5 mm da ASTM realizaram-se os ensaios de CBR para o “solo de fundação” e o “solo modificado”, realizando-o para o teor em água ótimo correspondente a cada amostra.

Foram realizados três ensaios de CBR para o “solo modificado” compactando-os no compactador Proctor com recurso a 55, 22 e 11 pancadas e dois ensaios para o “solo de fundação” com 55 pancadas unicamente devido às fracas características do material, dividindo-se a amostra em cinco partes iguais de modo a realizarem-se cinco camadas.

Terminada a compactação rasoi-se, pesaram-se e guardam-se cerca de 0,3 kg de material para determinação do teor em água e respetivo peso específico seco. Seguidamente com a base perfurada colocou-se o conjunto num tanque de embebição, colocando sobre os provetes a placa perfurada, as placas de carga e o tripé com o defletómetro. Registando-se a primeira leitura no defletómetro, enche-se o tanque de água um pouco acima do bordo do molde. Deixou-se o provete em embebição durante 96 horas fazendo no mínimo uma leitura por dia. O ensaio termina se a diferença de leitura em 24 horas de intervalo for inferior a 0,05 mm, concluindo que a expansão havia terminado. Posteriormente deixou-se o provete a drenar durante cerca de 15 minutos, seguindo-se a pesagem do mesmo para posterior determinação do peso específico e teor em água.

Com o molde instalado na prensa colocaram-se as placas de carga, carregou-se o provete com um pistão com uma força correspondente a 5 kgf a uma velocidade uniforme de penetração de 0,1 mm/min (Figura 3.24). Registam-se as leituras às penetrações de 0,5; 2,0; 2,5; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 7,5; 10,0 e 12,5 mm, apresentando-se no Quadro 3.12 os resultados obtidos de forma resumida. Retirou-se o molde e determinou-se o teor em água 1 cmm abaixo do topo superior e 1 cm acima do topo inferior.

Quadro 3.12 - Resultados do ensaio CBR – “Solo de fundação”

| Molde | O | N |
|---|------|------|
| Grau de Compactação (g/cm³) | 98 | 96 |
| Penetração a 2,5 mm (%) | 2,50 | 2,60 |
| Penetração a 5,0 mm (%) | 2,30 | 2,30 |
| Expansibilidade (%) | 4,84 | 5,47 |

Terminado o ensaio de penetração, traçou-se a curva de força-penetração (Figura 3.22)

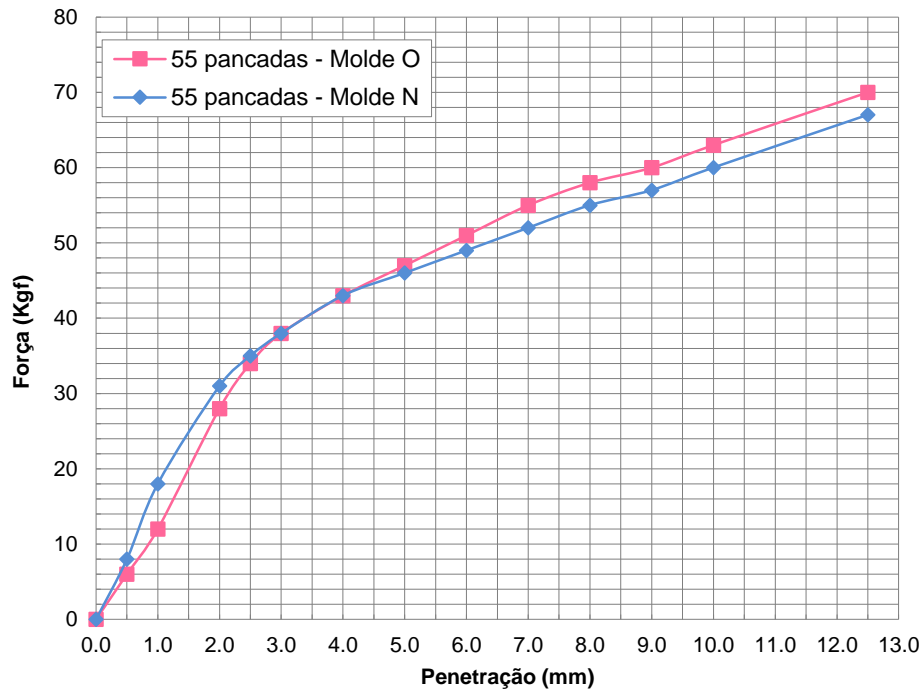


Figura 3.22 - Curva de força-penetração ensaio de CBR – “solo de fundação”

No Quadro 3.12 apresentam-se os valores de CBR e de expansibilidade dos provetes compactados com 55 pancadas, tendo sido compactados apenas com este número devido às fracas propriedades do solo.

Fazendo uma análise dos valores resultantes dos ensaios de caracterização do solo e comparando-os com os valores especificados na normalização Sul-Africana, mais precisamente no Quadro 3.1, conclui-se que o solo em estudo se trata de um solo com características do tipo G10.

Nos Quadro 3.13 apresentam-se os resultados obtidos de forma resumida para o “solo modificado”, assim como a a curva de força-penetração na Figura 3.23.

Quadro 3.13 - Resultados do ensaio CBR – “solo modificado”

| Molde | K | O | N |
|---|-------|------|-------|
| Grau de Compactação (g/cm³) | 98,10 | 94,2 | 86,80 |
| Penetração a 2,5 mm (%) | 14,80 | 6,60 | 1,60 |
| Penetração a 5,0 mm (%) | 16,30 | 7,70 | 1,60 |
| Expansibilidade (%) | 0,76 | 1,13 | 1,34 |

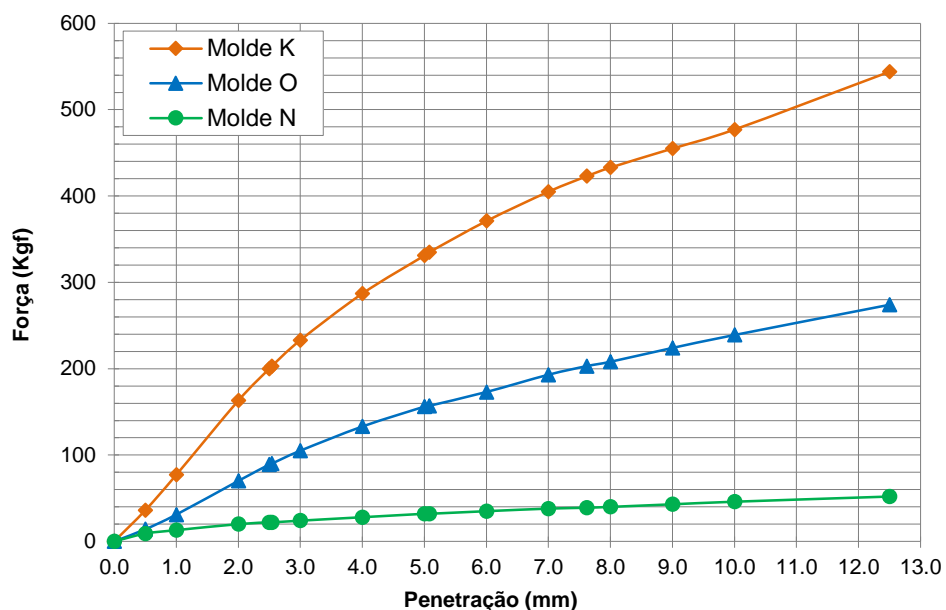


Figura 3.23 - Curva de força-penetração ensaio de CBR – “solo modificado”

Na Figura 3.23 são apresentadas as curvas de deformação-carga obtidas para as diferentes energias de compactação do provete. À semelhança do verificado para o “solo de fundação”, e recorrendo ao Quadro 3.1, a classificação do “solo modificado” de acordo com o preconizado pela normalização Sul-Africana permite concluir que se trata de um solo G8.



Figura 3.24 - Procedimentos do ensaio de CBR

Com base no descrito anteriormente, é possível observar de forma resumida as propriedades Geotécnicas das amostras estudadas no Quadro 3.14, assim como a classificação dos materiais pelos três tipos de classificação (ASTM, AASHTO e Sul – Africana) a partir do Quadro 3.15.

Quadro 3.14 – Propriedades geotécnicas das amostras

| Ensaio | “Solo de fundação” | “Solo modificado” | Solo cimento (3%) |
|---|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Limite de Liquidez (%) | 46,50 | 34,40 | 45,20 |
| Limite de Plasticidade (%) | 19,90 | 18,20 | 27,10 |
| Índice de Plasticidade (%) | 26,60 | 19,30 | 18,10 |
| Retração Linear (%) | 10,40 | 8,60 | 4,90 |
| Equivalente de Areia | 0,0 | 13,90 | - |
| Massa Volúmica (g/cm³) | 2,73 | 2,65 | - |
| pH | - | 8,12 | 12,49 |
| Azul-de-Metileno (g/100 g de solo) | 3,4 | 2,0 | - |
| CBR (2,5 mm de penetração) | 2,5 | 7,7 | - |
| CBR (5,0 mm de penetração) | 2,3 | 8,5 | - |

Quadro 3.15 - Classificação do material

| ASTM | | AASHTO | | Sul – Africana | |
|--------------------------|----------------------------|--------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|
| “Solo de fundação” | “Solo modificado” | “Solo de fundação” | “Solo modificado” | “Solo de fundação” | “Solo modificado” |
| Argila Magra (CL) | Areia Argilosa (SC) | A – 7 – 6 | A – 6 | G 10 | G 8 |

3.4 Métodos de compactação laboratorial sobre provetes de solo estabilizados

3.4.1 Compactação Proctor

Para a realização da compactação Proctor, com base na massa e volume do provete para uma altura final de 12,7 cm para o tipo de compactação pesada, a quantidade definida de solo-cimento a utilizar seria de cerca de 4,5 kg passados no peneiro de abertura 37,5 mm da série ASTM.

Seguindo o apresentado anteriormente no ponto 2.4.2 quanto ao descrito na especificação LNEC E 197 e na normalização Sul-Africana TMH 1 Method A7 definiu-se primeiramente um conjunto de cinco ensaios fazendo variar o teor em água (6%, 7%, 8,5%, 10% e 12%), por forma a encontrar o teor em água ótimo e o respetivo peso volúmico aparente seco da amostra em estudo.

Antes de se iniciarem os ensaios foi necessário calibrar oito moldes por forma a serem conhecidos o volume e o peso de cada molde (Figura 3.25).



Figura 3.25 – Calibração dos moldes

Antes da compactação amassou-se a mistura composta por “solo modificado”, 3% de cimento e água de acordo com o teor em água pretendido. Após a compactação e obtida a curva de compactação (Figura 3.26) determinou-se o valor do teor em água ótimo de 10,5%, o peso volúmico aparente seco de 2,025 g/cm³ (Quadro 3.16) e prosseguiu-se com a produção de quarenta provetes para cinco tempos de cura (1 dia, 7 dias, 14 dias, 21 dias e 28 dias) para o material solo-cimento.

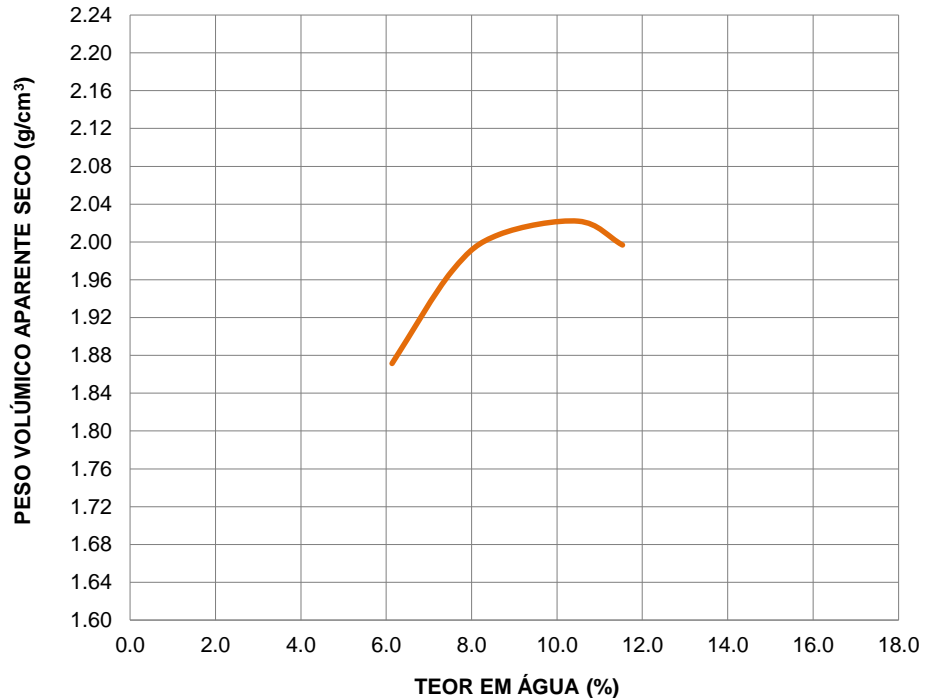


Figura 3.26 - Curva de compactação Proctor – solo-cimento

Quadro 3.16 - Proctor - Teor em água e Peso volúmico seco (solo-cimento)

| Teor em Água (%) | 6,1 | 7,5 | 8,6 | 10,5 | 11,5 |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|
| Peso Volúmico Seco (g/cm ³) | 1,871 | 1,969 | 2,008 | 2,022 | 1,997 |

Terminada a compactação rasoira-se, pesam-se e colocam-se os provetes na câmara húmida com uma temperatura de 20° C e húmida relativa de 95%, não esquecendo de reservar cerca de 0,3 kg de material para determinação do teor em água. No dia seguinte à sua produção os provetes são desmoldados com recurso a um compactador estático, devidamente identificados e colocados novamente na camara húmida onde permanecerão até perfazerem os respetivos dias de cura e serem sujeitos aos ensaios de caracterização mecânica (Figura 3.27).



Figura 3.27 - Procedimentos do ensaio de compactação Proctor

3.4.2 Compactação com Martelo Vibro Compactador

Relativamente aos ensaios de compactação com Martelo Vibro Compactador, dada a existência da normalização europeia EN 13286 – 51 anteriormente descrita no ponto (2.4.3) e a alteração da metodologia de ensaio, nomeadamente o aparecimento de um apiloador de tamanho correspondente a 0,6 do tamanho do diâmetro do molde, antes de se iniciarem os ensaios foi necessário proceder à

execução de um novo pé (Figura 3.28). Tendo em conta a altura final dos provetes de 150 mm, especificada na norma de ensaio e, o fato dos moldes do ensaio Proctor apresentarem uma altura superior, foi necessária a produção de um espaçador com 27,5 mm (Figura 3.29).



Figura 3.28 – Apilador de 0,6 d Martelo Vibro Compactador



Figura 3.29 – Espaçador para o molde do ensaio com o Martelo Vibro Compactador

Com os utensílios necessários à realização do ensaio, seguindo-se a normalização aplicável, verificou-se não ser possível cumprir o preconizado na norma no que se refere à altura final dos provetes compactados. Assim, esta refere que a altura final dos provetes deveria ser de 150 mm, referindo contudo que “após a compactação da última camada, rasoura-se e enchem-se todas as concavidades com a mistura fina da amostra, combinando o uso do martelo vibro compactador equipado com o apilador de 0,95 d e de uma talocha”. Verifica-se assim que o provete compactado nunca ficaria com uma altura correspondente a 150 mm. Deste modo os ensaios foram realizados com recurso ao apilador de 0,6 d na execução das três camadas com duração de um minuto em cada uma, utilizando o apilador de 0,95 d após a compactação da última camada durante um minuto, rasourando a camada no final.

Antes de se iniciarem os ensaios, à semelhança do que aconteceu no ensaio de compactação Proctor, foi necessário calibrar oito moldes. Além disso, foi ainda necessário calibrar o Martelo Vibro Compactador de acordo com o preconizado na Norma EN 13286-4 Anexo 4.

Com base no peso volúmico aparente seco da amostra anteriormente obtido no ensaio Proctor para a mistura de solo-cimento, para o teor em água ótimo e as dimensões finais do provete expressas na normalização, determinou-se que a quantidade de material passado no peneiro de abertura 31,5 mm a utilizar seria de aproximadamente 6 kg (50 % “solo de fundação” + 40 % areia 0/2 mm + 10% areia 2/4 mm com 3% de cimento), dividido em três camadas e uma certa quantidade para determinação do teor em água.

Tendo-se planeando a execução de pelo menos seis ensaios para determinação do teor em água ótimo da amostra com variação de 2 % entre cada, ao longo do ensaio ocorreram algumas

dificuldades entre os quais a necessidade da existência de uma alonga mais alta devido à incapacidade de execução de ensaios com teores em água muito elevados.

Quanto às dificuldades recorrentes devidas às características da alonga, estas ocorreram quando o valor do teor em água se aproximou do ótimo e o material se encontrava no lado do ramo húmido da curva, não sendo possível a colocação de todo o material preparado o que originava camadas de diferentes alturas. Por forma a resolver o obstáculo encontrado recorreu-se a uma alonga mais alta existente no laboratório (Figura 3.30).



Figura 3.30 - Alongas utilizadas no ensaio com Martelo Vibro Compactador

Determinou-se com base na curva de compactação (Figura 3.31) o teor em água ótimo, sendo este de 12 % e o peso volúmico aparente seco de 1,816 g/cm³ (Quadro 3.17).

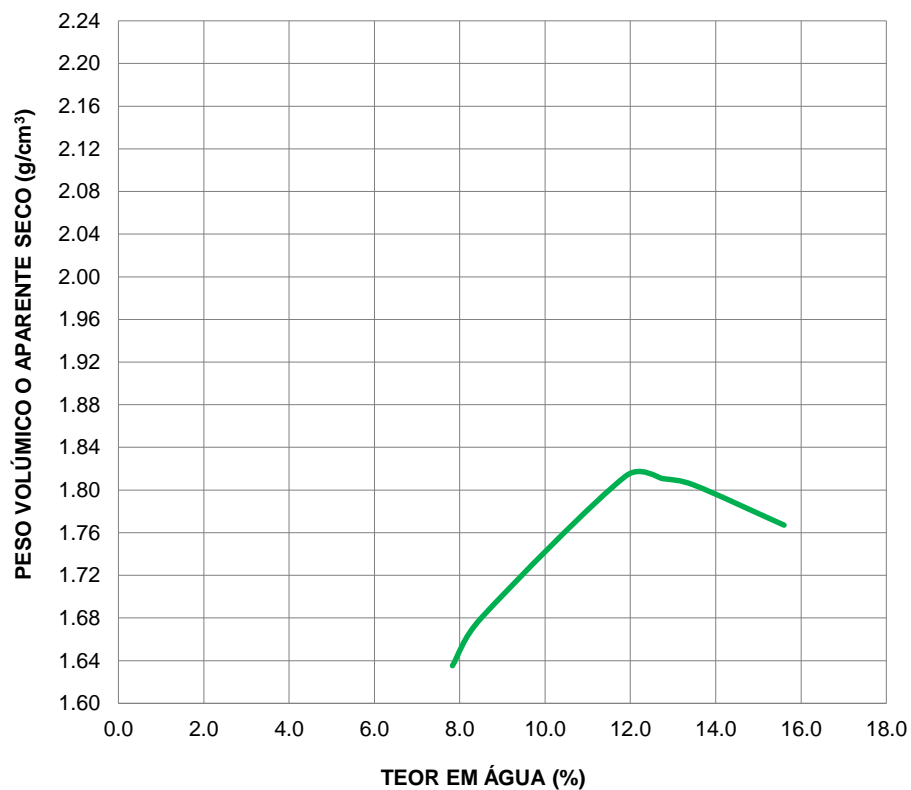


Figura 3.31 - Curva de compactação Martelo Vibro Compactador – solo-cimento

Quadro 3.17 - Martelo Vibro Compactador - Teor em água e Peso volúmico seco (solo-cimento)

| Teor em Água (%) | 7,8 | 8,5 | 11,9 | 12,8 | 13,5 | 15,6 |
|--|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Peso volúmico seco (g/cm³) | 1,635 | 1,680 | 1,813 | 1,811 | 1,805 | 1,767 |

Encontrado o teor em água ótimo, procedeu-se à produção de quarenta provetes para cinco tempos de cura, à semelhança do verificado com o ensaio Proctor.

Fez-se a mistura tal como no ensaio Proctor, à exceção da quantidade de material e água adicionados, sendo os provetes são compostos por três camadas, e após a compactação rasoirados, pesados e colocados na camara húmida, recolhendo-se cerca de 30 g de material para determinação do teor em água. À semelhança dos provetes Proctor, no dia seguinte à sua produção os provetes são desmoldados, identificados e colocados novamente na camara húmida até serem sujeitos aos ensaios de caracterização mecânica (Figura 3.32).

**Figura 3.32 - Procedimentos do ensaio de compactação com Martelo Vibro Compactador**

3.4.3 Compactador Giratório *Superpave*

Relativamente à utilização do compactador Giratório *Superpave*, como já referido anteriormente, dada a inexistência de normalização para a sua utilização com solos e com base na pouca bibliografia existente já descrita no ponto (2.4.4), decidiu-se calibrar o ângulo de rotação para $1,25^\circ$, e definir o número de rotações em 30 rotações/minuto. Quanto aos dois parâmetros em falta, o número de rotações ou a altura final do provete como modo de paragem e o valor da tensão normal a aplicar, procurou-se, com a realização de diversos provetes e após várias tentativas, validar as opções tomadas.

Tendo como objetivo a comparação entre os resultados obtidos pela compactação Proctor e a compactação realizada com o compactador giratório *Superpave*, por forma a determinar a quantidade de material a utilizar, recorreu-se ao peso específico seco da amostra obtida no ensaio Proctor da mistura de solo-cimento para o teor em água ótimo e ao volume para uma altura de 12,7 cm à semelhança dos provetes obtidos no ensaio Proctor. Concluindo-se que a quantidade de material a utilizar seria de 4509,87 g tendo em conta 30 g para determinação do teor em água.

Tendo-se como objetivo inicial a obtenção de provetes compostos por 3 camadas com a altura final do provete de 12,7 cm, verificou-se que tal opção não seria viável uma vez que o equipamento em uso não permitia a definição de uma camada com espessura inferior a 5 cm, tendo sido compactados provetes com o material colocado todo de uma vez e ainda com 3 camadas de 5 cm cada uma.

Faz-se a mistura da forma como já foi descrito nos ensaios anteriormente descritos, juntando ao “solo modificado” 3% de cimento e água correspondente ao teor em água estabelecido, coloca-se todo o material no molde do giratório, define-se a tensão normal e o número de rotações, espera-se pelo fim da compactação e retira-se o ficheiro do computador que fornece informações sobre o número de rotações e a respetiva altura. Posto isto, retira-se o molde, pesa-se e procede-se ao desmoldar do provete que, depois de devidamente identificado, é colocado na câmara húmida até ser sujeito aos ensaios de caracterização mecânica (Figura 3.33).



Figura 3.33 - Procedimentos do ensaio de compactação com Giratório *Superpave*

Concluídos os ensaios e determinados os teores em água, concluiu-se que o peso volúmico aparente seco era semelhante em ambas as metodologias de compactação dos provetes (1 camada ou 3 camadas com 5 cm cada), tendo-se abandonado a hipótese de compactação dos provetes por camadas, sendo que complementarmente se verificou que as camadas não ficaram bem ligadas.

Compactaram-se novos provetes com diferentes teores em água (6%, 8%, 10%, 12%, 14% e 16%), com o giratório a parar a uma altura final do provete de 12,7 cm. Determinaram-se os pesos volúnicos aparente secos que se mostraram incoerentes, impossibilitando a determinação do teor em água ótimo (Figura 3.34).

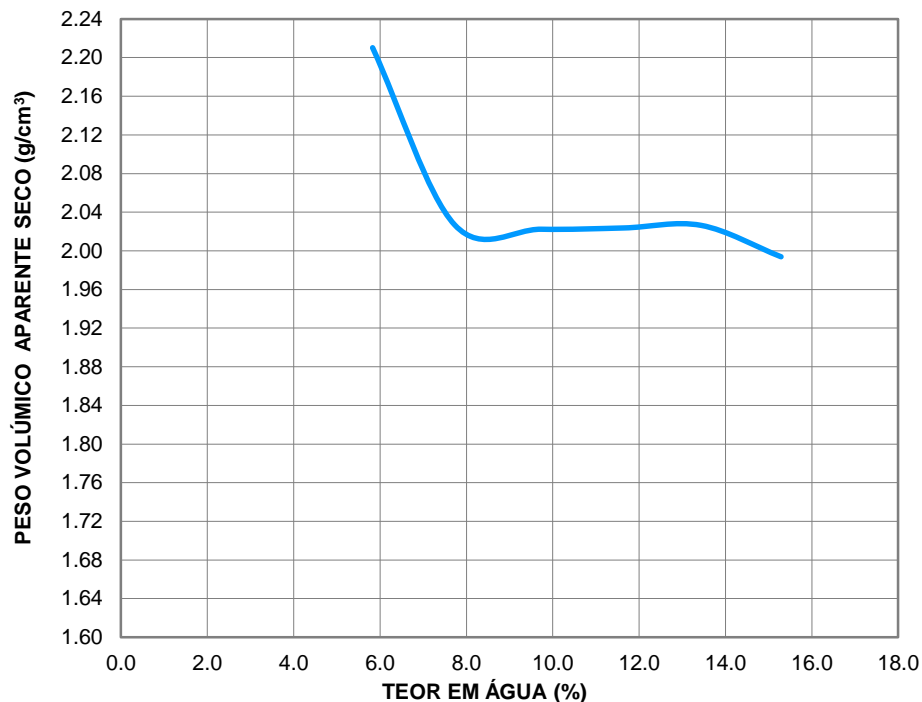


Figura 3.34 – Curva de compactação no compactador giratório como modo de paragem a altura final dos provetes de 127 mm (solo-cimento)

Compactaram-se mais provetes, mas adotou-se como princípio de paragem da compactação o número de giros em vez da altura final do provete. Assim, dadas as dúvidas relativamente ao valor da tensão normal a aplicar, optou-se pela realização de seis ensaios para cada tensão normal (200 kPa, 400 kPa e 600 kPa) e 400 rotações, variando os valores do teor em água em 2 %. Obtiveram-se resultados satisfatórios que permitiram obter o teor em água ótimo e o respetivo peso volúmico aparente seco para cada tensão normal e avançar com a produção de 120 provetes para cinco tempos de cura.

Obteve-se um teor em água ótimo de 12,5% para a tensão de 200 kPa, de 11% para a tensão de 400 kPa e de 10,5 % 600 kPa, e um peso volúmico aparente seco de 1,95 g/cm³, de 2,039 g/cm³ e de 2,061 g/cm³ respetivamente (Figura 3.35 e Quadro 3.18).

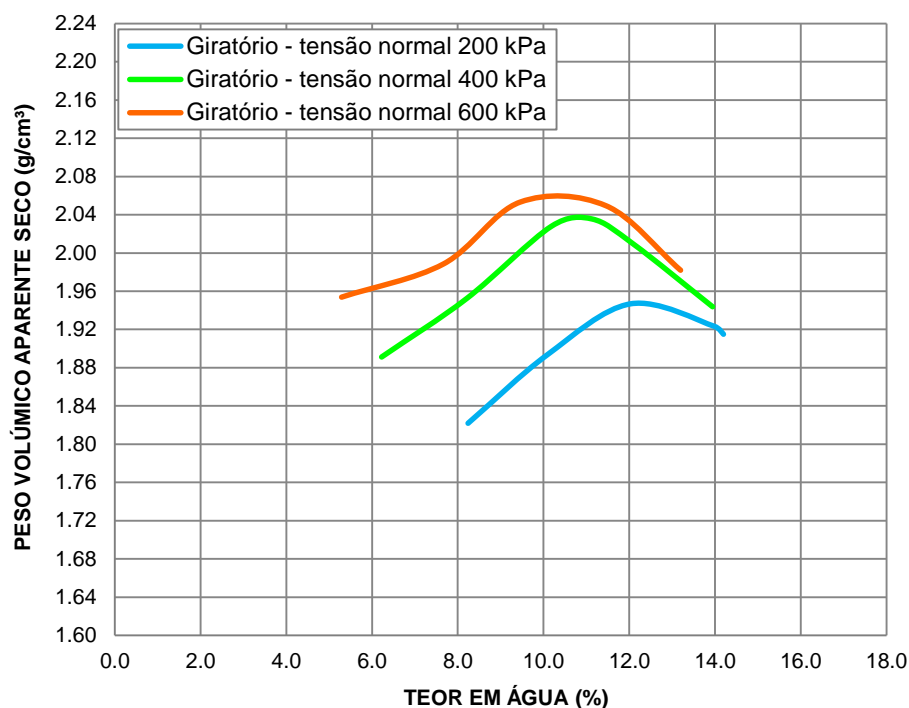


Figura 3.35 - Curva de compactação Giratório solo-cimento

Quadro 3.18 - Compactador Giratório *Superpave* - teor em água e peso volúmico seco (solo-cimento)

| Tensão normal de compactação | | | | | |
|------------------------------|----------------------------|------------------|----------------------------|------------------|----------------------------|
| 200 kPa | | 400 kPa | | 600 kPa | |
| Teor em Água (%) | Peso volúmico seco (g/cm³) | Teor em Água (%) | Peso volúmico seco (g/cm³) | Teor em Água (%) | Peso volúmico seco (g/cm³) |
| 6,4 | 1,836 | 6,2 | 1,891 | 5,3 | 1,954 |
| 8,2 | 1,822 | 8,2 | 1,952 | 7,7 | 1,989 |
| 10,1 | 1,894 | 10,2 | 2,028 | 9,5 | 2,053 |
| 12,0 | 1,947 | 11,1 | 2,035 | 11,5 | 2,050 |
| 14,0 | 1,923 | 12,1 | 2,009 | 13,2 | 1,982 |
| 14,2 | 1,915 | 13,9 | 1,944 | - | - |

Observando a Figura 3.35 e o Quadro 3.18, verifica-se que, quando maior o valor da tensão normal aplicada sobre os provetes, menor é o valor do teor em água ótimo e por consequente maior o peso volúmico aparente seco, sendo notória a diferença entre a curva de compactação para uma tensão

normal de 200 kPa e a curva de compactação para uma tensão normal de 600 kPa, verificando-se ainda um deslocamento para a esquerda e para cima da última face à primeira.

3.5 Caracterização mecânica dos provetes compactados

Após a compactação dos provetes com recurso a três métodos de compactação (Proctor, Martelo Vibro Compactador e Giratório *Superpave*) e estes perfazerem os respetivos dias de cura de 1, 7, 14, 21 e 28, foram realizados ensaios mecânicos que permitem a obtenção dos parâmetros de resistência das misturas de solo-cimento.

Foram realizados ensaios de resistência à compressão uniaxial e de resistência à tração indireta, seguindo a normalização Europeia aplicável e a metodologia preconizada pela normalização Sul-Africana.

3.5.1 Ensaio de compressão uniaxial ou simples

Após os respetivos dias de cura dos provetes estes foram sujeitos ao ensaio de resistência à compressão uniaxial ou simples anteriormente descrito no ponto (2.6.1), que tem como princípio sujeitar um provete a uma força uniaxial até à rotura. Deste ensaio retira-se a força máxima necessária a aplicar para levar o provete à rotura (F) e calcula-se a resistência à compressão uniaxial, tendo sido seguidos dois documentos normativos, a Norma EN 13286 – 41 e a normalização Sul – Africana SANS 3001 - GR53.

Nos ensaios realizados segundo a normalização Sul-Africana os provetes foram sujeitos a uma força de 150 kN/min. Tendo em conta que a máquina de ensaio utilizada aplicava a força em kN/s, aplicou-se uma força de 2,5 kN/s. Antes dos provetes serem ensaiados foram submersos totalmente em água durante 4 horas \pm 10 minutos e posteriormente pesados, conforme preconizado na normalização aplicável (Figura 3.36).



Figura 3.36 - Imersão dos provetes 4 horas antes ensaio de compressão uniaxial

Relativamente aos provetes ensaiados segundo a norma Europeia, estes não foram sujeitos ao banho de água e a força aplicada foi diferente. A norma Europeia define que a rotura do provete deve ocorrer entre os 30 s e os 60 s após a aplicação da carga, tendo-se definido que a rotura deveria ocorrer a 45 s, com base na informação adquirida de que a rotura do provete ocorre após uma deformação específica de 0,0% da altura dos provetes (Vitali, 2008). Considerando-se a altura do

proвете de 12,7 cm a rotura ocorre após uma deformação de 0,635 cm, tendo-se estimado posteriormente após ensaios de teste que a velocidade deveria ser de 6 mm/min, revelando-se que esta velocidade era adequada para o tipo de material após alguns testes realizados sobre provetes produzidos para o efeito.

Após a realização dos ensaios verificou-se o tipo de rotura e registou-se a força máxima determinada para provetes de modo ser calculada a resistência à compressão (Figura 3.37).



Figura 3.37 - Ensaio de compressão uniaxial e aspeto da rotura do provete após ensaio

Para a realização dos ensaios seguindo a normalização Sul-Africana, foi necessário fazer um espaçador com as dimensões 0,22 x 0,22 x 0,05 m³ de modo a facilitar o seu posicionamento na máquina de ensaios, a pois a máquina não está preparada para provetes com alturas relativamente baixas (Figura 3.38). Relativamente aos ensaios realizados pela norma Europeia não houve necessidade de espaçador pois foram realizados numa máquina de ensaio diferente que aplica uma força de 6 milímetros/minuto durante os 45 s definidos.

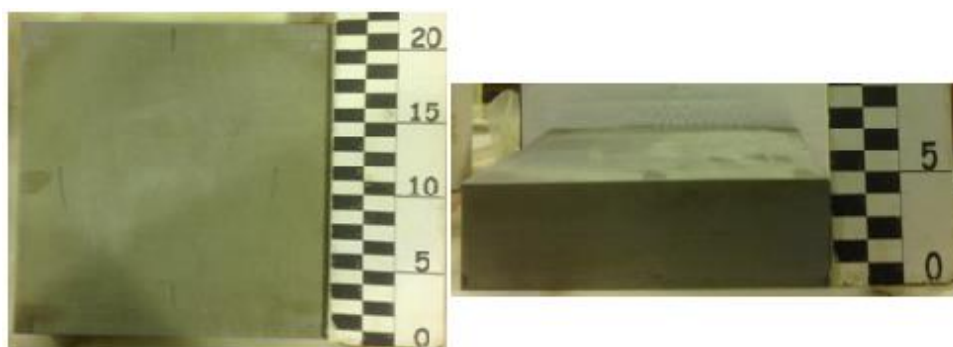


Figura 3.38 – Espaçador

De salientar que só os provetes Proctor foram sujeitos aos ensaios com a aplicação das duas normalizações e que os provetes compactados com recurso ao Martelo Vibro Compactador e ao compactador Giratório *Superpave* foram sujeitos aos ensaios unicamente com base na normalização Sul-Africana, sendo esta opção posteriormente justificada no ponto (3.7.1).

3.5.2 Tração indireta ou compressão diametral

Após os respetivos dias de cura os provetes foram também sujeitos ao ensaio de tração indireta anteriormente descrito no ponto (2.6.2), em que um provete é sujeito a uma força de compressão

aplicada ao longo de duas geratrizes opostas até à rotura como descrito na EN 13286 – 42 e na norma Sul-Africana SANS 3001 - GR54.

Para a realização do ensaio e tendo em conta o especificado pelas duas normas em apreço é necessário utilizar barras de transferência de carga com um comprimento maior ou igual à altura do provete, largura maior ou igual a 10% do diâmetro e uma espessura de (4 ± 1) mm. Tendo como procedimento prévio à aplicação da carga a colocação na face lateral do provete e das barras de transferência de carga centralmente sobre a placa inferior ajustando a máquina de modo a se conseguir o contacto com a placa superior e aplicar uma força contínua e uniforme.

Para a realização deste ensaio, a norma Sul-Africana refere que, para um provete cilíndrico de altura de 12,7 cm e diâmetro de 15,2 cm, a força a aplicar seria de 40 kN/min, equivalente a uma aplicação de carga de 0,67 kN/s no caso dos provetes compactados pela metodologia de compactação Proctor. Para os provetes compactados com o equipamento Martelo Vibro Compactador dado apresentarem uma altura de 15,0 cm, a força a aplicada foi de 0,72 kN/s, enquanto os provetes compactados com recurso ao Compactador giratório apresentam um diâmetro de 15,0 cm e uma altura média de 12,7 cm, sendo a força a aplicada de 0,66 kN/s.

Com procedimentos de ensaio semelhantes, ou seja com provetes com características similares, após as respetivas pesagens, o provete ensaiado segundo o definido na norma europeia é sujeito a uma força não superior a 0,2 MPa/s tendo-se optado por um valor de 0,1 MPa/s o que corresponderia a aproximadamente a 6,0 kN/s, optando-se por utilizar o valor de 6,7 kN/s, sendo este valor 10 vezes superior à utilizada na norma Sul-Africana, respeitando o preconizado na norma europeia.

À semelhança do verificado para o ensaio de compressão uniaxial, só os provetes Proctor é que foram sujeitos ao ensaio de tração indireta segundo as normalizações Europeia e Sul-Africana. Quanto aos provetes compactados com recurso ao Martelo Vibro Compactador e ao compactador Giratório *Superpave*, foram ensaiados à tração indireta unicamente segundo a normalização Sul-Africana (Figura 3.39).



Figura 3.39 - Ensaio de tração indireta e aspeto da superfície de rotura

3.6 Características gerais e construção do modelo à escala

Com o propósito de comparar os resultados obtidos para os provetes compactados em laboratório com os resultados verificados “*in-situ*”, foi construída uma caixa com as dimensões de 1,0 x 1,0 x 0,3

m³ (Figura 3.40) de modo a permitir a construção de duas camadas de solo-cimento e proceder posteriormente a ensaios que forneçam resultados que se considerem semelhantes aos obtidos em obra. Este método permite o controlo adequado da construção das camadas e uma boa aproximação das condições, às que usualmente se verificam em obra. Constitui ainda uma forma de ensaio mais económica do que a construção de aterros experimentais em campo.



Figura 3.40 - Caixa de ensaios

Previamente foi efetuada a mistura de solo-cimento para o teor em água ótimo 10,5% e respetivo peso volúmico aparente seco de 2,025 g/cm³ conforme os resultados obtidos no ensaio Proctor com o auxílio de uma betoneira, o que permitiu obter um material devidamente misturado e homogeneizado.

Foram compactadas duas camadas iguais, com 0,15 m de espessura cada, com o auxílio de uma placa vibratória (Figura 3.41), sendo que finalizada a compactação procedeu-se ao ensaio da garrafa de areia (Figura 3.42) de acordo com a especificação LNEC E 204, para determinação do grau de compactação, do teor em água e do peso volúmico aparente seco das camadas construídas, (Quadro 3.19), com base nos resultados obtidos no ensaio Proctor.



Figura 3.41 – Execução do modelo

Quadro 3.19 - Resultados do ensaio da garrafa de areia

| Teor em Água (%) | Peso volúmico aparente seco "in-situ" (g/cm ³) | Grau de compactação (%) |
|------------------|--|-------------------------|
| 13,30 | 1,666 | 82,41 |

Observando os valores do Quadro 3.19, nomeadamente do peso volúmico aparente seco e do grau de compactação, verifica-se que os valores são inferiores aos inicialmente definidos devido ao tipo de equipamento de compactação utilizado na compactação das camadas.



Figura 3.42 - Procedimentos do ensaio da garrafa de areia

Para determinação do módulo de deformabilidade ao longo dos cinco tempos de cura (1 dia, 7 dias, 14 dias, 21 dias e 28 dias) e posteriormente comparar os resultados obtidos com as resistências à compressão uniaxial dos provetes compactados em laboratório pelas várias metodologias de compactação, procedeu-se à realização do ensaio de carga com o Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIP) (Figura 3.43).

O Deflectómetro de Impacto Ligeiro (DIP) ou LFWD (“Light Falling Weight Deflectometer”), é um modelo portátil do deflectómetro de impacto, que tem a vantagem de poder ser utilizado em locais de difícil acesso. Além disso, o transporte é facilitado, o custo é menor e permite obter informação imediata” *in-situ*” para uma rápida avaliação das características do pavimento (Pestana, 2008). Tem por base a norma ASTM E2583-07: Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer. O ensaio de carga com o DIP permite medir as deflexões à superfície e consequentemente obter o módulo de deformabilidade equivalente.

Para os ensaios realizados foi utilizado o modelo Prima 100 LFWD, desenvolvido pela Carl Bro Pavement Consultants. Este equipamento pesa cerca de 26 kg e tem 1,28 m de altura. A massa utilizada foi de 15 kg, largada a 0,80 m de altura, sobre uma placa de 300 mm. As deflexões foram medidas no centro da placa, através do geofone central.



Figura 3.43 - Ensaio com DIP no modelo à escala

3.7 Análise comparativa de resultados

No presente capítulo serão apresentados os resultados obtidos pelos três métodos de compactação laboratorial utilizados, de forma individual e conjunta de modo a ser possível compará-los entre si. Apresentam-se as respectivas curvas de compactação e resistências obtidas ao longo dos diferentes tempos de cura a que os provetes foram submetidos, assim como os resultados obtidos no provete de ensaio com o DIP e a sua comparação com os ensaios de compressão uniaxial sobre os provetes compactados pelas diferentes metodologias utilizadas.

De realçar que devido a exigências normativas os resultados referentes aos ensaios de resistência compressão uniaxial serão apresentados em MPa contrariamente aos resultados referentes aos ensaios de resistência à tração indireta que serão apresentados em kPa.

3.7.1 Resultados de resistência mecânica do ensaio Proctor

Efetuada todos os ensaios de compactação para o respetivo teor em água ótimo e peso volúmico aparente seco, foi-se sujeitando os provetes ao longo dos diferentes tempos de cura ao ensaio de compressão uniaxial (cu) e tração indireta (ci), pela normalização Europeia e Sul-Africana como anteriormente referido, apresentando-se de forma resumida os valores obtidos no Quadro 3.20 e na Figura 3.44 do ensaio de resistência à compressão uniaxial (cu). Todos os valores apresentados resultam da média de quatro provetes, tendo cada um condições de cura e de ensaio iguais, eliminando valores que se apresentassem 20% acima da média.

Quadro 3.20 - Resistência média à compressão uniaxial (cu) segundo a normalização Europeia e Sul- Africana para os diferentes dias de cura – Proctor (solo-cimento)

| | Metodologia | |
|--------------|------------------|---------------|
| | SANS 3001 – GR53 | EN 13286 - 42 |
| Dias de Cura | cu (MPa) | cu (MPa) |
| 1 | 1,17 | 0,50 |
| 7* | 1,97 | 0,62 |
| 14 | 3,50 | 2,87 |
| 21 | 3,68 | 2,88 |
| 28* | 4,23 | 2,53 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

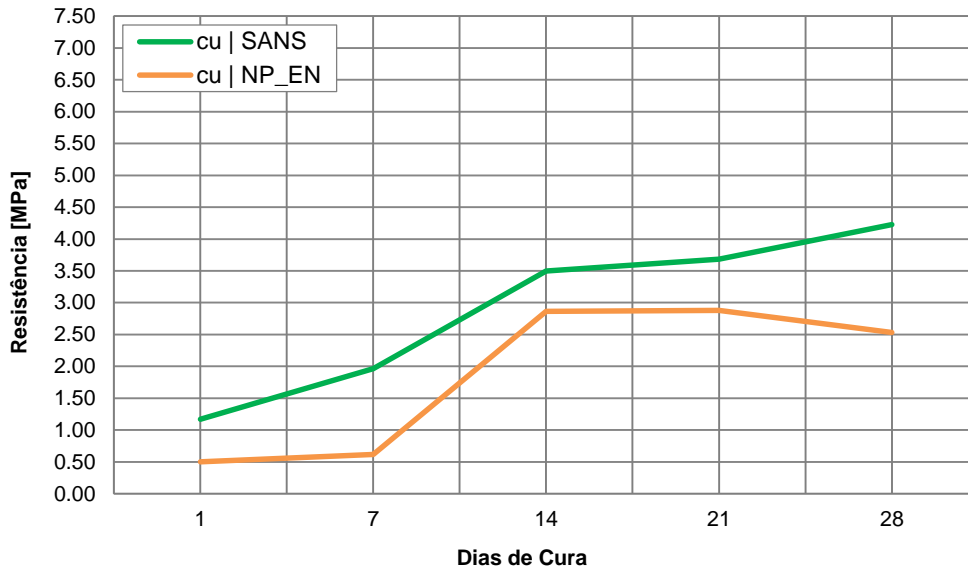


Figura 3.44 - Resistência à compressão uniaxial (cu) segundo as duas metodologias de ensaio para os diferentes dias de cura - Proctor (Solo-Cimento)

Analisando os resultados do Quadro 3.20 e a Figura 3.44 verifica-se que para a compressão uniaxial as resistências obtidas pela metodologia europeia são superiores aos valores definidos no Quadro 2.7, enquanto as resistências obtidas pela norma Sul-Africana de encontram dentro dos valores preconizados (Quadro 2.7), sendo ainda possível observar que existem diferenças entre as resistências determinadas por um e por outro método de ensaio, apesar das propriedades do material e as condições de cura dos provetes terem sido as mesmas.

Constata-se ainda que as resistências obtidas por ambas as metodologias apresentam variações significativas ao longo dos vários dias de cura.

Relativamente à resistência à compressão uniaxial determinada de acordo com a normalização Europeia (NP-EN) com 1 dia de cura obteve-se um valor de 0,5 MPa comparativamente à determinada de acordo com a normalização Sul-Africana (SANS) que alcançou um valor de 1,17 MPa, apresentando uma diferença percentual de cerca de 133%.

Aos 7 dias de cura, a resistência obtida a partir da NP-EN apresenta um aumento de cerca de 24% em relação a 1 dia de cura, obtendo-se uma resistência de 0,62 MPa. Relativamente à resistência obtida pela metodologia SANS verifica-se que apresenta um aumento de cerca de 68%, obtendo-se uma resistência de 2,62 MPa. Existindo aos 7 dias de cura uma diferença percentual de aproximadamente 218% entre as duas metodologias.

Aos 14 dias de cura, pela metodologia da NP-EN obteve-se um acréscimo de resistência de cerca de 363% face aos 7 dias de cura, atingindo o valor de 2,87 MPa, aproximando-se do valor da resistência obtido pela metodologia SANS, de 3,50 MPa.

Aos 21 dias de cura as resistências para ambas as metodologias apresentaram um crescimento menos acentuado face aos 14 dias, atingindo uma resistência de 2,88 MPa para a NP-EN e uma resistência 3,68 MPa para a SANS.

Relativamente à resistência dos provetes com 28 dias de cura determinada de acordo com a NP-EN esta apresenta um decréscimo de cerca de 12% face aos provetes ensaiados com 21 dias de cura. A aplicação de uma velocidade de 6 mm/min, devido à exigência da normalização de que a rotura ocorra entre os 30s e os 60s após o início do ensaio, pode ser a justificação para os resultados alcançados.

Contrariamente à resistência obtida segundo a NP EN, a resistência determinada de acordo com a SANS do 21 para os 28 dias de cura aumentou cerca de 15% atingindo o valor de 4,23 MPa.

Verifica-se ainda os resultados obtidos segundo a metodologia de ensaio Sul-Africana foram sempre superiores aos obtidos segundo a metodologia Europeia.

No Quadro 3.21 apresentam-se de forma resumida os valores do incremento de resistência em cada dia cura nas duas metodologias, assim como a diferença percentual entre elas.

Quadro 3.21 – Incremento da resistência à compressão uniaxial (cu) ao longo do tempo de cura e diferença da resistência entre as duas metodologias – Proctor (solo-cimento)

| | Metodologia | | | | |
|--------------|-------------|---------------------------|------------------|---------------------------|------------------------------|
| | EN 13286 42 | Incremento de Resistência | SANS 3001 - GR53 | Incremento de Resistência | Diferença entre metodologias |
| Dias de Cura | cu (MPa) | (%) | cu (MPa) | (%) | (%) |
| 1 | 0,50 | - | 1,17 | - | 133 |
| 7* | 0,62 | 24 | 1,97 | 68 | 218 |
| 14 | 2,87 | 363 | 3,50 | 78 | 22 |
| 21 | 2,88 | 0,42 | 3,68 | 5,3 | 28 |
| 28* | 2,53 | -12 | 4,23 | 15 | 67 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

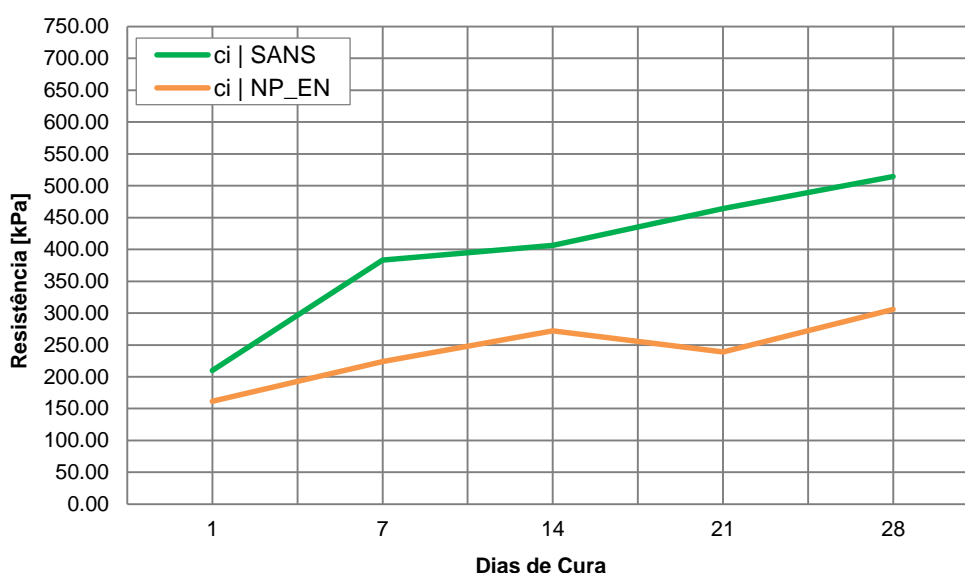
O Quadro 3.22 apresenta de forma resumida os valores obtidos para o ensaio de resistência à tração indireta (ci) no decorrer do tempo de cura pelas duas metodologias assim como na Figura 3.45.

Todos os valores apresentados resultam da média de quatro provetes, tendo cada um condições de cura e de ensaio iguais, eliminando valores que se apresentassem 20% acima da média.

Quadro 3.22 - Resistência média à tração indireta (ci) segundo a normalização Europeia e Sul- Africana para os diferentes dias de cura – Proctor (solo-cimento)

| | Metodologia | |
|--------------|-----------------|---------------|
| | SANS3001 – GR54 | EN 13286 - 41 |
| Dias de Cura | ci (kPa) | ci (kPa) |
| 1 | 210,05 | 161,66 |
| 7* | 383,04 | 223,72 |
| 14 | 406,41 | 272,15 |
| 21 | 464,21 | 238,82 |
| 28 | 514,56 | 305,70 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

**Figura 3.45 - Resistência à tração indireta (ci) segundo as duas metodologias de ensaio para os diferentes dias de cura - Proctor (solo-cimento)**

Analisando os resultados apresentados no Quadro 3.22 e observando a Figura 3.45 verifica-se que para a tração indireta as resistências obtidas se encontram dentro dos valores definidos pela metodologia Sul-Africana (Quadro 2.7), sendo ainda possível constatar que existem diferenças entre as resistências determinadas pelos dois métodos de ensaio apesar de as propriedades dos provetes serem iguais e que as resistências determinadas de acordo com a normalização Europeia apresentam variações ao longo do processo de cura.

Relativamente aos ensaios realizados de acordo com a normalização Europeia (NP-EN) com 1 dia de cura obteve-se um valor de 161,66 kPa de resistência comparativamente à determinada de acordo com a normalização Sul-Africana (SANS) que alcançou um valor de 210,05 kPa de resistência, apresentando uma diferença percentual de cerca de 30%, entre as duas metodologias de ensaio.

Os provetes com 7 dias de cura, ensaiados segundo a NP-EN, apresentam um aumento de cerca de 38% de resistência atingindo um valor de 223,72 kPa.

Quanto aos provetes com 7 dias de cura, ensaiados de acordo com a SANS, e à semelhança do que ocorreu no ensaio de resistência à compressão uniaxial, verifica-se um aumento da resistência superior comparativamente à obtida segundo a NP-EN, com um aumento de 82% face aos provetes com 1 dia de cura, atingido o valor de 383,04 kPa.

Dos 7 dias de cura para os 14 dias de cura dos provetes, segundo a NP EN verificou-se um aumento de resistência de cerca de 22% (272,15 kPa) comparativamente aos resultados obtidos de acordo com a metodologia SANS, que apresentaram um aumento de apenas cerca de 6,1%, atingindo um valor de resistência de 406,41 kPa.

Aos 21 dias de cura a resistência segundo a metodologia NPEN apresentou um decréscimo face aos provetes com 14 dias de cura, diminuindo a resistência para 238,82 kPa, apresentando um novo acréscimo ao 28 dia para um valor de resistência de 305,70 kPa.

A pouca clarificação quanto ao valor do incremento de carga a aplicar sobre os provetes durante o ensaio que, de acordo com a norma europeia, não deve ser superior a 0,2 MPa/s, pode justificar os resultados alcançados.

Relativamente aos valores obtidos de acordo com a SANS, verificou-se um acréscimo de resistência dos 14 dias de cura para os 21 dias de cura, assim como para os 28 dias de cura, atingindo ao 21º dia uma resistência de 464,21 kPa e ao 28º dia de cura uma resistência de 514,56 kPa.

À semelhança do que ocorreu para a compressão uniaxial, verifica-se ainda que os resultados obtidos segundo a metodologia de ensaio Sul-Africana são superiores aos obtidos segundo a metodologia Europeia.

No Quadro 3.23 apresentam-se de forma resumida os valores do incremento de resistência em cada dia cura nas duas metodologias, assim como a diferença percentual entre elas.

Quadro 3.23 - Incremento da resistência à tração indireta (ci) ao longo do tempo de cura e diferença da resistência entre as duas metodologias – Proctor (solo-cimento)

| | Metodologia | | | | |
|--------------|-------------|---------------------------|------------------|---------------------------|------------------------------|
| | EN 13286 41 | Incremento de Resistência | SANS 3001 - GR54 | Incremento de Resistência | Diferença entre metodologias |
| Dias de Cura | ci (kPa) | (%) | ci (kPa) | (%) | (%) |
| 1 | 161,66 | - | 210,05 | - | 30 |
| 7* | 223,72 | 38 | 383,04 | 82 | 71 |
| 14 | 272,15 | 22 | 406,41 | 6,1 | 49 |
| 21 | 238,82 | -12 | 464,21 | 14 | 94 |
| 28* | 305,70 | 28 | 514,56 | 11 | 68 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

Devido ao intervalo de valores preconizados na normalização Europeia relativamente ao intervalo de tempo em que deve ocorrer a rotura e ao valor do incremento de carga a aplicar, na execução dos ensaios de compressão uniaxial e, respetivamente, na execução dos ensaios de tração indireta, e após a obtenção de resultados insatisfatórios optou-se por se realizar os ensaios de resistência unicamente segundo a normalização Sul-Africana sobre os provetes compactados de acordo com as restantes metodologias de compactação estudadas.

Tendo em consideração todos os resultados obtidos com a realização dos ensaios de acordo com a normalização Sul-Africana aos 7 dias de cura, obteve-se o valor de 2,62 MPa para a resistência à compressão uniaxial e um valor de 383,04 kPa para a resistência à tração indireta. Estes valores colocam a solução de solo-cimento na classe de resistência C3 onde a resistência à compressão uniaxial varia entre 1,5 MPa e 3,0 MPa e a resistência à tração indireta é superior a 250 kPa, admitindo-se o grau de compactação de 100% (Quadro 2.7).

De acordo com a normalização EN 14227-10 e o preconizado no CETO da IP (14.03 – Pavimentação), apenas é solicitado o valor de resistência à compressão uniaxial aos 28 dias de cura, sendo este de 2,53 MPa, e muito superior ao definido nas especificações aplicáveis pela metodologia sul-Africana, em que para uma classe de resistência C3 a resistência varia entre 0,8 MPa e 1,0 MPa (Quadro 2.7).

3.7.2 Resultados de resistência mecânica do Martelo Vibro Compactador

Concluídos os ensaios de compactação para o respetivo teor em água ótimo e peso volúmico aparente seco, à semelhança do que ocorreu com os provetes Proctor, para os diferentes tempos de cura, os provetes foram ensaiados à compressão uniaxial (cu) e à tração indireta (ci), pela normalização Sul-Africana.

Apresentam-se em seguida de forma resumida os valores obtidos para a resistência à compressão uniaxial (cu) resultantes da média de quatro provetes, tendo cada um dos provetes condições de cura

e ensaios iguais (Quadro 3.24 e Figura 3.46), eliminando valores que se apresentassem 20% acima da média.

Quadro 3.24 - Resistência média à compressão uniaxial (cu) segundo a normalização Sul- Africana para os diferentes dias de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

| SANS 3001 –GR53 | |
|-----------------|----------|
| Dias de Cura | cu (MPa) |
| 1 | 0,70 |
| 7* | 0,95 |
| 14 | 1,43 |
| 21 | 1,51 |
| 28 | 1,60 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

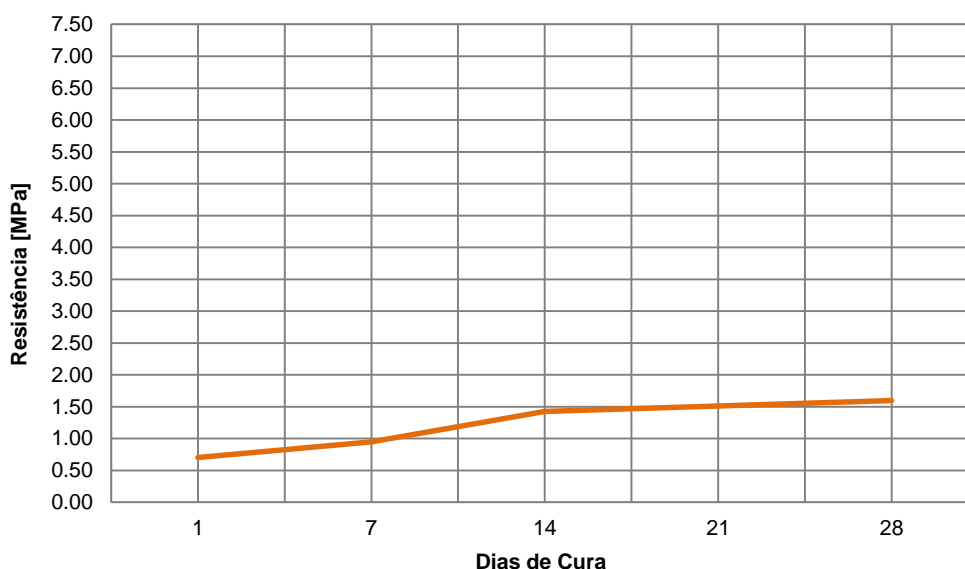


Figura 3.46 - Resistência à compressão uniaxial (cu) segundo a metodologia Sul-Africana de ensaio para os diferentes dias de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

Analisando o Quadro 3.24 e observando a Figura 3.46 verifica-se que, para a compressão uniaxial, os valores da resistência obtida se encontram dentro do valor definido pela norma (Quadro 2.7) e que apresentam um comportamento crescente ao longo do tempo de cura dos provetes até finalmente começarem a estabilizar.

Com 1 dia de cura, obteve-se o valor de 0,7 MPa de resistência, aumentando cerca de 36% aos 7 dias de cura para um valor de 0,95 MPa.

Dos 7 dias de cura para os 14 dias de cura, observa-se o maior incremento de resistência, com um aumento de aproximadamente 51%, atingindo 1,43 MPa.

Dos 14 dias de cura para os 21 dias de cura é notório o início da estabilização do solo-cimento, apresentando um crescimento de apenas 5,6% e o valor de 1,51 MPa de resistência, e dos 21 dias de cura para os 28 dias um crescimento de apenas 6,0% e o valor de 1,60 MPa de resistência.

No Quadro 3.25 apresentam-se de forma resumida os valores do incremento de resistência à compressão uniaxial (cu) no decorrer do tempo de cura.

Quadro 3.25 - Incremento da resistência à compressão uniaxial (cu) ao longo do tempo de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

| | SANS 3001 GR53 | Incremento de Resistência |
|--------------|-------------------|------------------------------|
| Dias de Cura | cu (MPa) | (%) |
| 1 | 0,70 | - |
| 7* | 0,95 | 36 |
| 14 | 1,43 | 51 |
| 21 | 1,51 | 5,6 |
| 28 | 1,60 | 6,0 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

No Quadro 3.26 apresentam-se de forma resumida os valores obtidos para o ensaio de resistência à tração indireta (ci) no decorrer do tempo de cura assim como na Figura 3.47.

Quadro 3.26 - Resistência média à tração indireta (ci) segundo a normalização Sul- Africana para os diferentes dias de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

| | SANS 3001 GR54 |
|--------------|----------------|
| Dias de Cura | ci (kPa) |
| 1 | 134,91 |
| 7* | 139,43 |
| 14 | 216,33 |
| 21 | 233,49 |
| 28 | 235,89 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

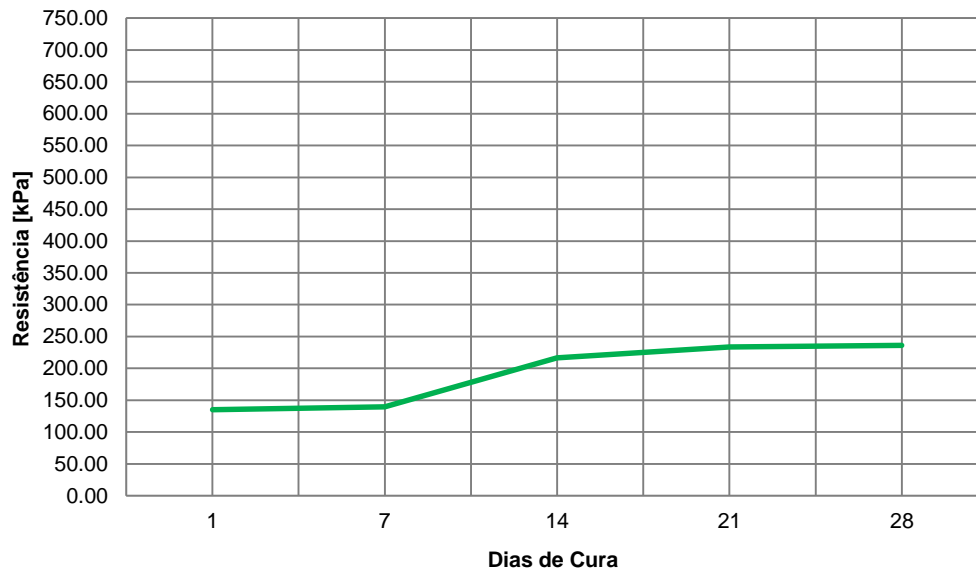


Figura 3.47 - Resistência à tração indireta (ci) segundo a metodologia Sul-Africana de ensaio para os diferentes dias de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

Analisando o Quadro 3.26 e a Figura 3.47, verifica-se que, para tração indireta (ci), os valores da resistência se encontram abaixo do valor definido pela norma (Quadro 2.7) e que à semelhança do que se verificou para as resistências à compressão uniaxial, observa-se que apresentam um comportamento crescente ao longo do tempo de cura dos provetes até começarem a estabilizar.

Com 1 dia de cura, obteve-se uma resistência de 134,91 kPa, apresentando um aumento de apenas 3,4% aos 7 dias de cura para um valor de 139,43 kPa.

Dos 7 dias de cura para os 14 dias de cura, à semelhança do ocorrido com a resistência uniaxial, observa-se o maior acréscimo de resistência com um aumento de aproximadamente 55%, atingindo 216,33 kPa de resistência.

Aos 21 dias de cura o crescimento é menos acentuado face aos 14 dias, atingindo uma resistência de 233,49 kPa (7,9%), começando a estabilizar ao 28 dia de cura aumentando apenas 1,0%, atingindo o valor de 235,89 kPa.

Tal como nas resistências à compressão uniaxial, também nas resistências à tração indireta se verificou que o maior acréscimo de resistência ocorreu do 7º dia de cura para o 14º dia de cura.

No Quadro 3.27 apresentam-se de forma resumida os valores do incremento de resistência à tração indireta (ci) no decorrer do tempo de cura.

Quadro 3.27 - Incremento da resistência à tração indireta (ci) ao longo do tempo de cura – Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

| | SANS 3001 GR54 | Incremento de Resistência |
|--------------|-------------------|------------------------------|
| Dias de Cura | ci (kPa) | (%) |
| 1 | 134,91 | - |
| 7* | 139,43 | 3,4 |
| 14 | 216,33 | 55 |
| 21 | 233,49 | 7,9 |
| 28 | 235,89 | 1,0 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

Tendo em consideração que para o 7º dia de cura se obteve o valor de 0,95 MPa de resistência à compressão uniaxial e um valor de 139,43 kPa de resistência à tração indireta, estes valores colocam a solução de solo-cimento na classe de resistência C4 onde a resistência à compressão uniaxial varia entre 0,75 MPa e 1,5 MPa, apesar de a resistência à tração indireta ser inferior a 200 kPa, admitindo-se o grau de compactação de 100% (Quadro 2.7).

3.7.3 Resultados de resistência mecânica do Compactador Giratório Superpave

Finalizados os ensaios de compactação para as tensões normais e respetivos teor em água ótimo e peso volúmico aparente seco, e à semelhança do que ocorreu para a restantes metodologias de compactação em estudo, para os diferentes tempos de cura, os provetes foram ensaiados à compressão uniaxial (cu) e à tração indireta (ci), pela normalização Sul-Africana, apresentando-se de forma resumida os valores obtidos para a resistência à compressão uniaxial no Quadro 3.28 e na Figura 3.48. Todos os valores apresentados resultam da média de quatro provetes, tendo cada um condições de cura e ensaio iguais, eliminando valores que se apresentassem 20% acima da média.

Quadro 3.28 – Resistências média à compressão uniaxial (cu) - Giratório *Superpave* (Solo-Cimento)

| Tensão normal de | 200 kPa | 400 kPa | 600 kPa |
|------------------|----------|----------|----------|
| Dias de Cura | cu (MPa) | cu (MPa) | cu (MPa) |
| 1 | 1,77 | 1,48 | 1,74 |
| 7* | 2,57 | 2,31 | 2,64 |
| 14 | 2,94 | 4,32 | 4,99 |
| 21 | 2,91 | 4,34 | 4,90 |
| 28 | 3,02 | 4,58 | 4,98 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

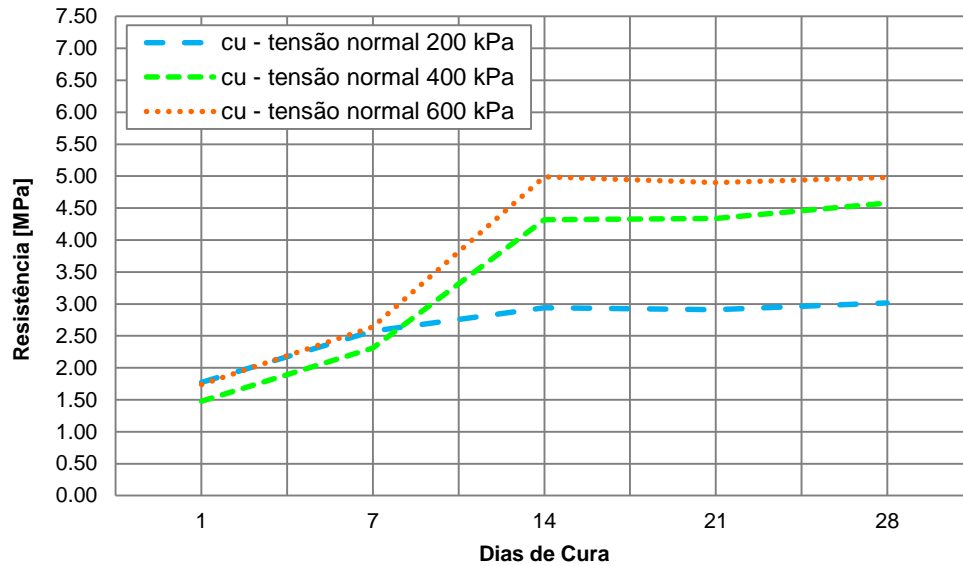


Figura 3.48 - Resistência à compressão uniaxial (cu) – Giratório *Superpave* (solo-cimento)

Analisando o Quadro 3.28 e a Figura 3.48 verifica-se que a resistência à compressão uniaxial obtida para cada uma das tensões normais aplicadas sobre os provetes se encontram dentro do valor definido pela norma (Quadro 2.7).

Com base na análise da Figura 3.48 constata-se que os resultados obtidos para as resistências à compressão uniaxial dos provetes cuja tensão normal aplicada foi de 400 kPa e de 600 kPa, apresentam um andamento ao longo do tempo de cura semelhante, contrariamente às resistências provenientes dos provetes compactados para a tensão normal de 200 kPa, que só apresentam um comportamento semelhante até aos 7 dias de cura.

Para a tensão normal de 200 kPa, obteve-se um valor de 1,77 MPa de resistência para 1 dia de cura, aumentando cerca de 45% aos 7 dias de cura, atingindo um valor de 2,57 MPa de resistência.

Dos 7 dias de cura para os 14 dias de cura dos provetes verificou-se um aumento da resistência de apenas de 14% (2,94 MPa), apresentando um pequeno decréscimo da resistência de apenas 1,0% aos 21 dias de cura para um valor de 2,91 MPa, atingindo aos 28 dias de cura uma resistência de 3,7 MPa.

Para a tensão normal de 400 kPa, obteve-se um valor de 1,48 MPa de resistência para 1 dia de cura, aumentando este valor em cerca de 56% aos 7 dias de cura, atingindo um valor de 2,31 MPa de resistência.

Dos 7 dias de cura para os 14 dias cura, observa-se o maior acréscimo de resistência, apresentando um aumento de aproximadamente 87%, atingindo 4,32 MPa de resistência.

Aos 21 dias de cura as ligações do solo-cimento começam a estabilizar, apresentando um acréscimo de resistência de apenas 0,3% (4,34 MPa), atingindo aos 28 dias de cura um valor de 4,58 MPa de resistência.

Relativamente aos valores obtidos para a tensão normal de 600 kPa, com 1 dia de cura a resistência obtida foi de 1,74 MPa, tendo aumentado cerca de 52% ao 7 dia de cura atingindo um valor de 2,64 MPa.

À semelhança do que ocorreu com a tensão normal de 400 kPa, verifica-se que a resistência dos provetes dos 7 dias de cura para os 14 dias de cura aumentou cerca de 89% obtendo-se um valor de 4,99 MPa, assim como o início da estabilização do solo-cimento que, apesar de aos 21 dias de cura ter sofrido um decréscimo de cerca de 1,9% na resistência (4,90 MPa), aos 28 dias apresentou um valor de 4,98 MPa.

Conclui-se que até aos 7 dias de cura, as resistências para os provetes com as três tensões normais aplicadas durante a compactação apresentam valores semelhantes, algo que a partir dos 14 dias de cura deixou de se verificar para as resistências dos provetes com tensão normal de 200 kPa, que se apresentam bastante inferiores face às resistências obtidas para os provetes sujeitos à tensão normal de 400 kPa e de 600 kPa.

Considerando que quanto menor a tensão normal, menor a energia de compactação aplicada, consequentemente pior será o estado de compactação dos provetes e maior o índice de vazios, levando a um maior reajuste das partículas e a menores resistências, podendo ser este o motivo que levou a que as resistências dos provetes compactados com uma tensão de 200 kPa sejam inferior às resistências obtidas para os provetes compactados com uma tensão normal superior.

No Quadro 3.29 apresentam-se de forma resumida os valores do incremento de resistência à compressão uniaxial (cu) para para tensão normal de compactação ao longo do tempo de cura.

Quadro 3.29 - Incremento da resistência à compressão uniaxial (cu) ao longo do tempo de cura – Giratório *Superpave* (Solo-Cimento)

| Tensão normal de compactação | 200 kPa | Incremento de Resistência | 400 kPa | Incremento de Resistência | 600 kPa | Incremento de Resistência |
|------------------------------|----------|---------------------------|----------|---------------------------|----------|---------------------------|
| Dias de Cura | cu (MPa) | (%) | cu (MPa) | (%) | cu (MPa) | (%) |
| 1 | 1,77 | - | 1,48 | - | 1,74 | - |
| 7* | 2,57 | 45 | 2,31 | 56 | 2,64 | 52 |
| 14 | 2,94 | 14 | 4,32 | 87 | 4,99 | 89 |
| 21 | 2,91 | -1,0 | 4,34 | 0,3 | 4,90 | -1,9 |
| 28 | 3,02 | 3,7 | 4,58 | 5,5 | 4,98 | 1,7 |

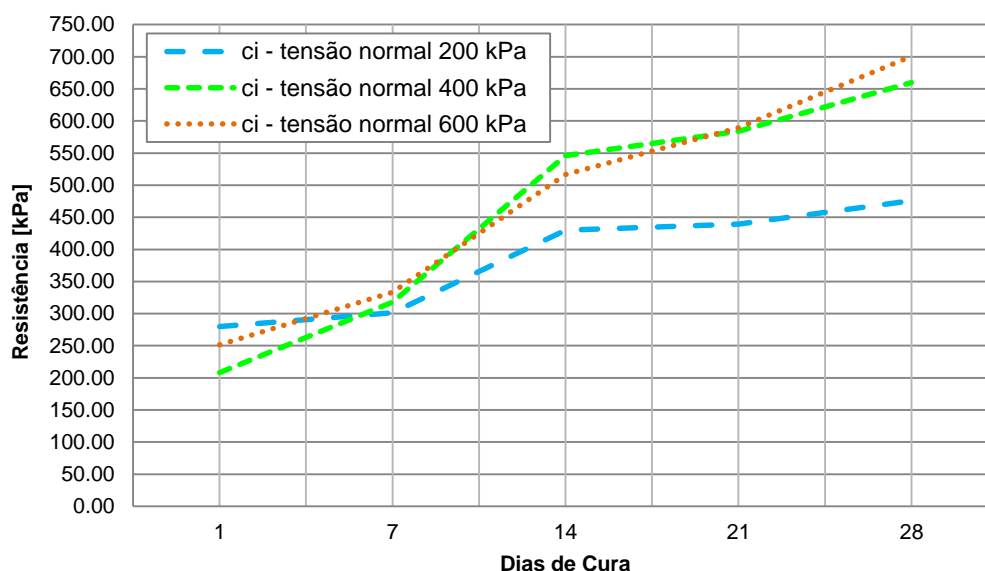
* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

No Quadro 3.30 apresentam-se de forma resumida os valores de resistência à tração indireta (ci) para cada uma das tensões normais de compactação para os diferentes tempos de cura, assim como na Figura 3.49.

Quadro 3.30 - Resistência média à tração indireta (ci) para os diferentes dias de cura – Giratório *Superpave* (solo-cimento)

| Tensão normal de compactação | 200 kPa | 400 kPa | 600 kPa |
|------------------------------|----------|----------|----------|
| Dias de Cura | ci (kPa) | ci (kPa) | ci (kPa) |
| 1 | 279,78 | 208,09 | 251,55 |
| 7* | 301,11 | 318,03 | 333,25 |
| 14 | 429,76 | 546,26 | 516,47 |
| 21 | 439,43 | 583,73 | 589,54 |
| 28 | 475,63 | 659,69 | 700,54 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

**Figura 3.49 - Resistência à compressão indireta (ci) – Giratório *Superpave* (solo-cimento)**

Observando o Quadro 3.30 e a Figura 3.49 verifica-se que as resistências à tração indireta dos provetes compactados para uma tensão normal de 400 kPa e 600 kPa à semelhança do que ocorreu com as resistências à compressão uniaxial apresentam um andamento muito semelhante ao longo do tempo de cura.

Para a tensão normal de 200 kPa, obteve-se um valor de 279,78 kPa de resistência para 1 dia de cura, aumentando apenas de 7,6% aos 7 dias de cura atingindo um valor de 301,11 kPa de resistência.

Dos 7 dias de cura para os 14 dias de cura dos provetes (compactados a 200 MPa) verificou-se um aumento da resistência de 43% (429,76 kPa), começando a estabilizar ao 21 dia de cura verificando-se um aumento da resistência de apenas cerca de 2,3% para um valor de 439,43 kPa, atingindo ao 28 dia de cura uma resistência de 475,63 kPa.

Relativamente aos valores obtidos para a tensão normal de 400 kPa, para 1 dia de cura a resistência obtida foi de 208,09 kPa, tendo aumentado cerca de 53% ao 7 dia de cura atingindo um valor de 318,03 kPa.

Aos 14 dias de cura verifica-se um aumento de cerca de 72% do valor da resistência face ao 7 dia de cura, atingindo um valor de 546,26 kPa.

Aos 21 dias de cura é visível o início da estabilização do solo-cimento, verificando-se uma aumento de cerca de 6,9% comparativamente com o verificado para os 14 dias de cura, para um valor de 583,73 kPa de resistência.

Aos 28 dias de cura os provetes atingem uma resistência de 659,69 kPa, superior ao verificado para os provetes compactado com uma tensão normal de 200 kPa.

Quanto aos valores obtidos para os provetes compactados com uma tensão normal de 600 kPa, para 1 dia de cura foi atingida uma resistência de 251,55 kPa, aumentando cerca de 32% aos 7 dias de cura, atingindo um valor de 333,35 kPa.

Dos 7 dias de cura para os 14 dias de cura dos provetes verificou-se um aumento da resistência de 55% (516,47 kPa), verificando-se aos 21 dias um aumentando da resistência de cerca de 14% para um valor de 589,54 kPa, atingindo ao 28 dia de cura uma resistência de 700,54 kPa. Apesar de a resistência ao 28 dia de cura ter aumentando cerca de 19% face ao 21 dia, o solo-cimento começa a apresentar sinais de estabilização.

À semelhança do que ocorreu com as resistências à compressão uniaxial, também as resistências à tração indireta até aos 7 dias de cura para as três tensões normais aplicadas sobre os provetes apresentam valores semelhantes, algo que a partir dos 14 dias de cura deixou de se verificar para as resistências da tensão normal de 200 kPa que, aos 28 dias de cura atingiu valores cerca de 30% inferiores face às resistências dos provetes compactados com uma tensão normal de 400 kPa e 600 kPa.

No Quadro 3.31 apresentam-se de forma resumida os valores do incremento de resistência à tração indireta (ci) para para tensão normal de compactação ao longo do tempo de cura.

Quadro 3.31 - Incremento da resistência à tração indireta (ci) ao longo do tempo de cura – Giratório Superpave (Solo-Cimento)

| Tensão normal de compactação | 200 kPa | Incremento de Resistência | 400 kPa | Incremento de Resistência | 600 kPa | Incremento de Resistência |
|------------------------------|----------|---------------------------|----------|---------------------------|----------|---------------------------|
| Dias de Cura | ci (kPa) | (%) | ci (kPa) | (%) | ci (kPa) | (%) |
| 1 | 279,78 | - | 208,09 | - | 251,55 | - |
| 7* | 301,11 | 7,6 | 318,03 | 53 | 333,25 | 32 |
| 14 | 429,76 | 43 | 546,26 | 72 | 516,47 | 55 |
| 21 | 439,43 | 2,3 | 583,73 | 6,9 | 589,54 | 14 |
| 28 | 475,63 | 8,2 | 659,69 | 13 | 700,54 | 19 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

Tendo em consideração os 7 dias de cura obteve-se o valor de 2,57 MPa para a tensão normal de 200 kPa, o valor de 2,31 MPa para a tensão normal de 400 kPa e o valor de 2,64 MPa para a tensão normal de 600 kPa, de resistência à compressão uniaxial e um valor de 301,11 kPa para a tensão normal de 200 kPa, o valor de 318,03 kPa para a tensão normal de 400 kPa e um valor de 333,25 MPa para a tensão normal de 600 kPa, de resistência à tração indireta.

Estes valores colocam a solução de solo-cimento na classe de resistência C3 onde a resistência à compressão uniaxial varia entre 1,5 MPa e 3,0 MPa e a resistência à tração indireta é superior a 250 kPa, admitindo o grau de compactação de 100% (Quadro 2.7).

3.7.4 Análise comparativa entre a compactação Proctor e a compactação com Martelo Vibro Compactador

Observando a Figura 3.50 verifica-se que a curva de compactação Proctor se deslocou para a esquerda e para cima, relativamente ao posicionamento da curva obtida pela metodologia de compactação com o Martelo vibro compactador o que permite concluir que a metodologia Proctor exerce uma maior energia de compactação, levando à obtenção de um menor teor em água ótimo e por consequente um peso volúmico aparente seco superior.

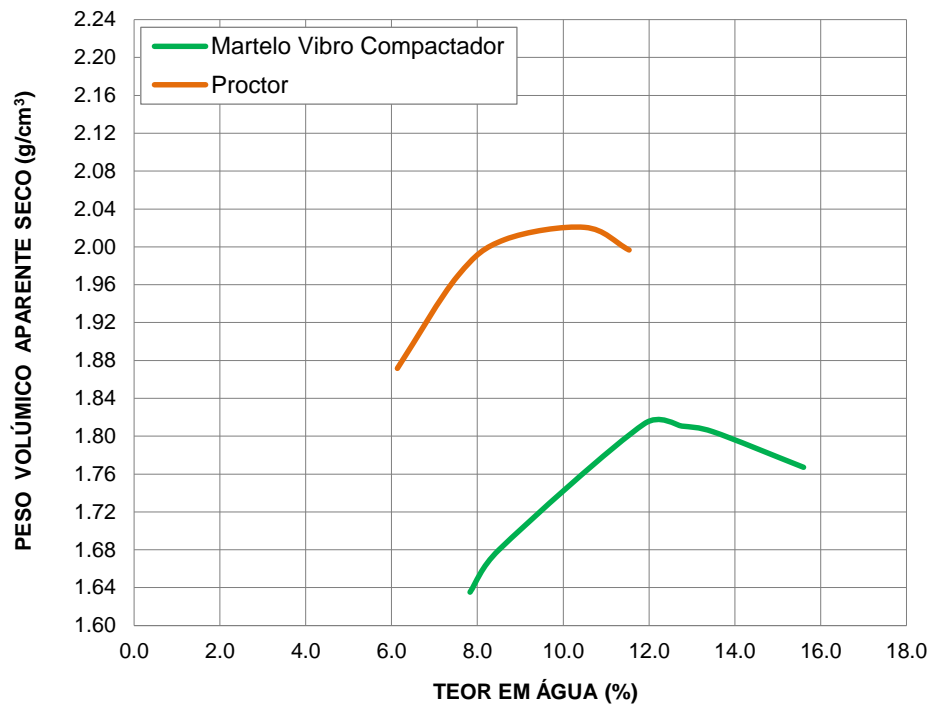


Figura 3.50 – Curva de compactação - Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

De realçar que a compactação Proctor é do tipo estática e a compactação do Martelo Vibro Compactador é por vibração, sendo possível concluir a partir da Figura 3.50 que o Proctor exerce sobre os provetes uma energia de compactação superior.

Considerando a compactação Proctor a metodologia de referência, no Quadro 3.32 e na Figura 3.51 são apresentados, de forma resumida, os valores obtidos para os provetes compactados de acordo com essa metodologia e os valores obtidos para os provetes compactados com o Martelo Vibro Compactador para o ensaio resistência à compressão uniaxial (c_u) para os diferentes tempos de cura.

Quadro 3.32 – Resistência média à compressão uniaxial (c_u) – Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

| Metodologia | Martelo Vibro Compactador | Proctor |
|--------------|---------------------------|-------------|
| Dias de Cura | c_u (MPa) | c_u (MPa) |
| 1 | 0,70 | 1,17 |
| 7* | 0,95 | 1,97 |
| 14 | 1,43 | 3,50 |
| 21 | 1,51 | 3,68 |
| 28 | 1,60 | 4,23 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

2.7

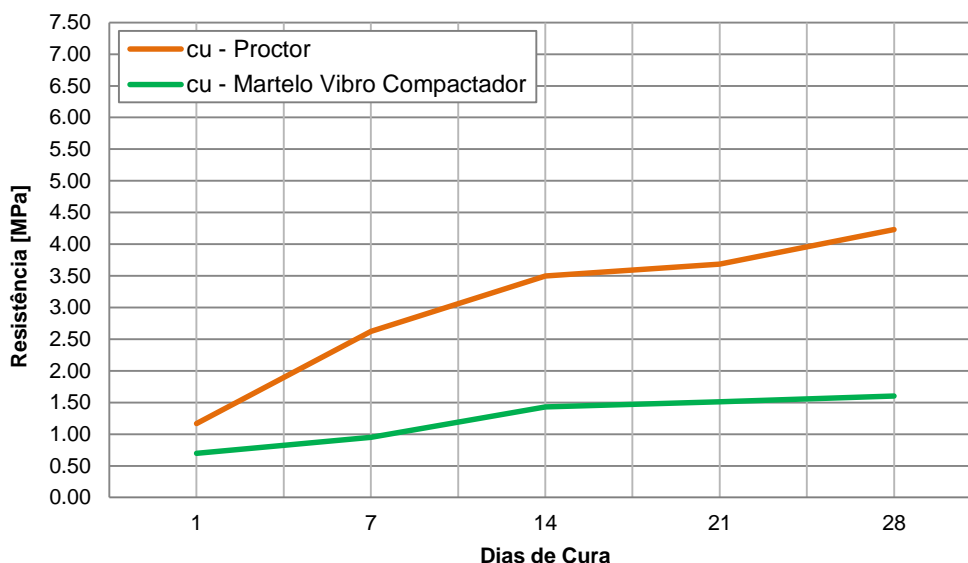


Figura 3.51 - Resistência à compressão uniaxial – Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

Analisando o Quadro 3.32 verifica-se que para a compressão uniaxial as resistências dos provetes compactados com o Proctor são muito superiores às resistências dos provetes compactados com o Martelo Vibro Compactador, sendo espectável tal ocorresse dada a energia aplicada na compactação Proctor ser também ela superior.

A partir da Figura 3.51 é possível fazer uma análise comparativa dos valores de resistência determinados para os diferentes dias de cura em ambas as metodologias de compactação.

Quanto à resistência à compressão uniaxial dos provetes Proctor com 1 dia de cura obteve-se um valor de 1,17 MPa comparativamente com os provetes compactados com o Martelo Vibro Compactador que alcançou um valor de 0,70 MPa, apresentando uma diferença percentual de cerca de 67%.

Aos 7 dias de cura, a resistência obtida para os provetes Proctor apresentam um aumento de cerca de 68%, obtendo-se uma resistência de 2,60 MPa, contrariamente à resistência obtida para os provetes com o Martelo Vibro Compactador que apresenta um aumento de apenas cerca de 36 %, obtendo-se uma resistência de 0,95 MPa. Existindo aos 7 dias de cura uma diferença percentual de aproximadamente 107% entre as duas metodologias de compactação.

Aos 14 dias de cura, para os provetes Proctor, obteve-se um acréscimo de resistência de cerca de 78% face aos 7 dias de cura, atingindo o valor de 3,50 MPa, enquanto para os provetes do Martelo Vibro Compactador se verificou um acréscimo de 51% para um valor de 1,43 MPa de resistência.

Aos 21 dias de cura a resistência para ambas as metodologias de compactação apresentam um crescimento menos acentuado face aos 14 dias, atingindo uma resistência de 3,68 MPa para os provetes Proctor e uma resistência 1,51 MPa para os provetes do Martelo Vibro Compactador.

Para os provetes Proctor aos 28 dias de cura observa-se um aumento 15% da resistência face aos 21 dias de cura, contrariamente aos provetes do Martelo Vibro Compactador que apresentam uma clara

estabilização do comportamento do solo-cimento, tendo aumentando face aos 21 dias de cura 6,0% obtendo-se um valor de 1,60 MPa de resistência.

No Quadro 3.33 apresentam-se de forma resumida os valores referentes à diferença de resistência à compressão uniaxial (cu) entre a metodologia Proctor e o Martelo Vibro Compactador ao longo do tempo de cura.

Quadro 3.33 – Diferença da resistência à compressão uniaxial (cu) entre a metodologia Proctor e o Martelo Vibro Compactador ao longo do tempo de cura – (solo-cimento)

| Metodologia | Martelo Vibro Compactador | Incremento de Resistência | Proctor | Incremento de Resistência | Diferença entre metodologias |
|--------------|---------------------------|---------------------------|----------|---------------------------|------------------------------|
| Dias de Cura | cu (MPa) | (%) | cu (MPa) | (%) | (%) |
| 1 | 0,70 | - | 1,17 | - | 67 |
| 7* | 0,95 | 36 | 1,97 | 68 | 107 |
| 14 | 1,43 | 51 | 3,50 | 78 | 145 |
| 21 | 1,51 | 5,6 | 3,68 | 5,3 | 144 |
| 28 | 1,60 | 6,0 | 4,23 | 15 | 164 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

O Quadro 3.34 apresenta de forma resumida os valores obtidos para o ensaio de resistência à tração indireta (ci) no decorrer do tempo de cura pelas duas metodologias, assim como a Figura 3.52.

Quadro 3.34 – Resistência média à tração indireta (ci) – Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

| Metodologia | Martelo Vibro Compactador | Proctor |
|--------------|---------------------------|----------|
| Dias de Cura | ci (kPa) | ci (kPa) |
| 1 | 134,91 | 210,05 |
| 7* | 139,43 | 383,04 |
| 14 | 216,33 | 406,41 |
| 21 | 233,49 | 464,21 |
| 28 | 235,89 | 514,56 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

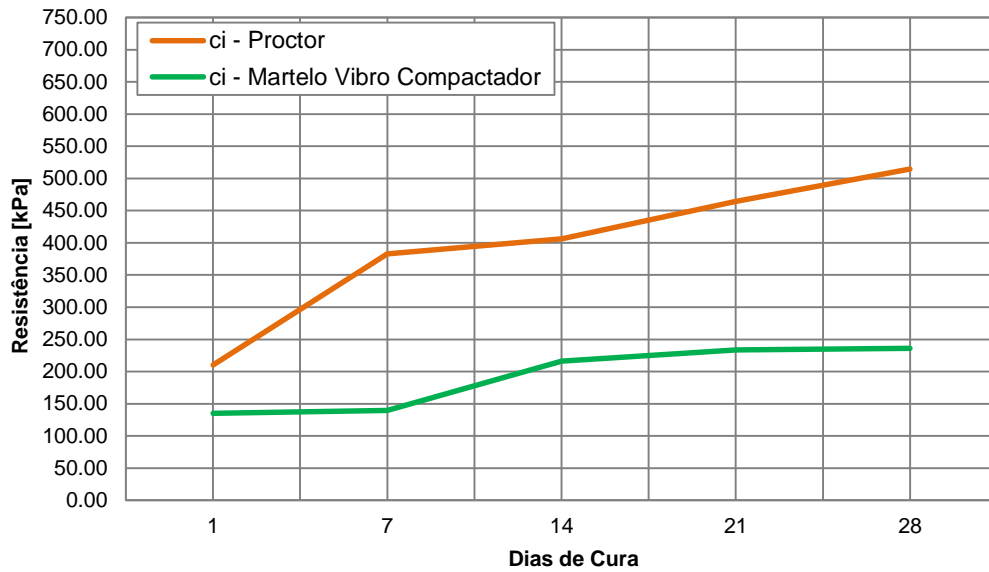


Figura 3.52 - Resistência à tração indireta (ci) – Proctor e Martelo Vibro Compactador (solo-cimento)

Analisando o Quadro 3.34 verifica-se que para as resistências à tração indireta dos provetes compactados com o Proctor à semelhança do que ocorreu com as resistências à compressão uniaxial, são muito superiores às resistências dos provetes compactados com o Martelo Vibro Compactador.

A partir da Figura 3.52 é possível fazer uma análise mais clara dos valores de resistência determinados para os diferentes dias de cura em ambas as metodologias.

Relativamente aos resultados obtidos para o 1 dia de cura dos provetes Proctor obteve-se um valor de 210,05 kPa de resistência, contrariamente à dos provetes do Martelo Vibro Compactador cujo valor que se obteve foi de apenas 134,91 kPa, apresentando uma diferença percentual de cerca de 56%.

Aos 7 dias de cura, a resistência obtida para os provetes Proctor apresentam um aumento de cerca de 82%, obtendo-se uma resistência de 383,04 kPa, contrariamente à resistência obtida para os provetes com o Martelo Vibro Compactador que apresenta um aumento de apenas cerca de 3,4 %, obtendo-se uma resistência de 139,43 kPa. Existindo aos 7 dias de cura uma diferença percentual de aproximadamente 175% entre as duas metodologias de compactação.

Aos 14 dias de cura, para os provetes Proctor, obteve-se um acréscimo de resistência de cerca de 6,1% face aos 7 dias de cura, atingindo o valor de 406,41 kPa, enquanto para os provetes do Martelo Vibro Compactador se verificou um acréscimo de 55% para um valor de 216,33 kPa de resistência.

Aos 21 dias de cura a resistência para ambas as metodologias de compactação apresentam um crescimento menos acentuado face ao ocorrido para os 14 dias, atingindo uma resistência de 464,21 kPa para os provetes Proctor e uma resistência 233,49 kPa para os provetes do Martelo Vibro Compactador.

Para os provetes Proctor aos 28 dias de cura observa-se um aumento 11% da resistência face aos 21 dias de cura, contrariamente aos provetes do Martelo Vibro Compactador que apresentam uma clara estabilização do solo-cimento, tendo aumentando face aos 21 dias de cura 1,0% obtendo-se um valor de 235,89 kPa de resistência.

Aos 7 dias de cura, a resistência obtida para os provetes Proctor apresentam um aumento de cerca de 45%, obtendo-se uma resistência de 383,04 kPa, contrariamente à resistência obtida para os provetes com o Martelo Vibro Compactador que apresenta um aumento de apenas cerca de 3 %, obtendo-se uma resistência de 139,43 kPa. Existindo aos 7 dias de cura uma diferença percentual de aproximadamente 64 % entre as duas metodologias de compactação, à semelhança do que ocorreu com a resistência à compressão uniaxial.

No Quadro 3.35 apresentam-se de forma resumida os valores referentes à diferença de resistência à tração indireta (ci) entre a metodologia Proctor e o Martelo Vibro Compactador ao longo do tempo de cura e o incremento de resistência em cada uma das metodologias.

Quadro 3.35 - Diferença da resistência à tração indireta (ci) entre a metodologia Proctor e o Martelo Vibro Compactador ao longo do tempo de cura e o incremento de resistência – (solo-cimento)

| Metodologia | Martelo Vibro Compactador | Incremento de Resistência | Proctor | Incremento de Resistência | Diferença entre metodologias |
|--------------|---------------------------|---------------------------|----------|---------------------------|------------------------------|
| Dias de Cura | ci (kPa) | (%) | ci (kPa) | (%) | (%) |
| 1 | 134,91 | - | 210,05 | - | 56 |
| 7* | 139,43 | 3,4 | 383,04 | 82 | 175 |
| 14 | 216,33 | 55 | 406,41 | 6,1 | 88 |
| 21 | 233,49 | 7,9 | 464,21 | 14 | 99 |
| 28 | 235,89 | 1,0 | 514,56 | 11 | 118 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

Verifica-se ainda que a resistência dos provetes Proctor colocam a solução de solo-cimento na classe de resistência C3, contrariamente aos provetes do Martelo Vibro Compactador que classificam a solução de solo-cimento na classe de resistência C4 (Quadro 2.7), sendo que a resistência dos provetes do Martelo Vibro Compactador atingiram a estabilização aos 14 dias de cura quer para a resistência à compressão uniaxial como para a resistência à compressão indireta.

3.7.5 Análise comparativa entre a compactação Proctor e o compactador Giratório Superpave

Observando a Figura 3.53 verifica-se que a curva de compactação Proctor se encontra imediatamente abaixo da curva de compactação do giratório para uma tensão de 600 kPa, apresentando contudo um andamento distinto.

Verifica-se que esta não apresenta nenhuma relação clara com as curvas de compactação obtidas com o compactador giratório uma vez que este aplica uma força estática inicialmente, começando

depois a girar e reajustando desta forma as partículas do solo, enquanto que no caso da compactação Proctor esta é estática conduzindo a um rearranjo diferente das partículas de solo.

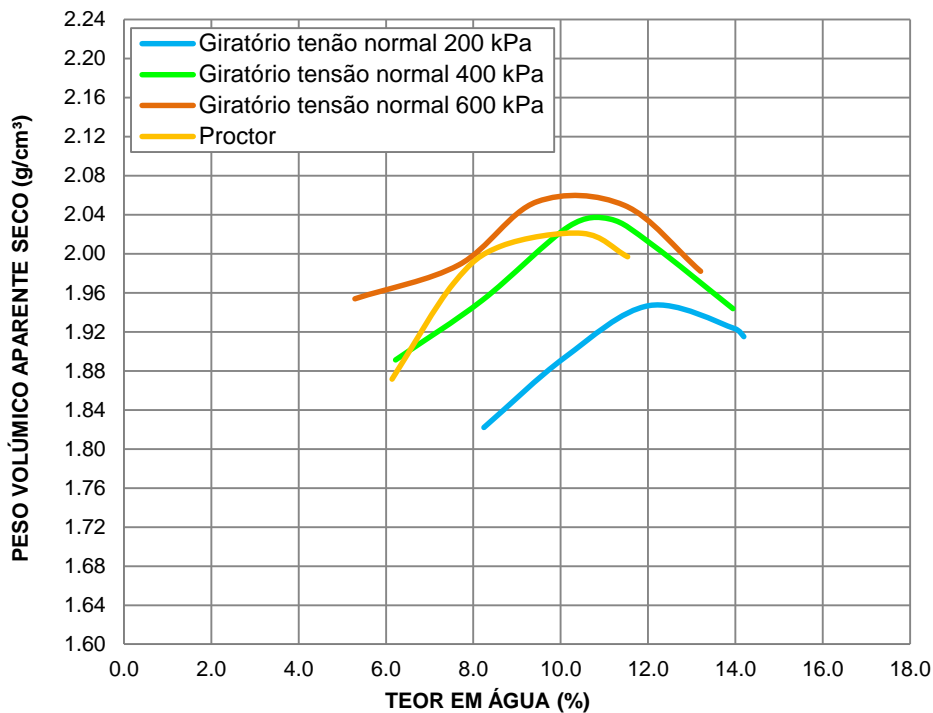


Figura 3.53 - Curva de Compactação Proctor e Compactador Giratório *Superpave* (solo-cimento)

Como já foi referido anteriormente a compactação Proctor é a metodologia de referência, pelo que no Quadro 3.36 e na Figura 3.54 são apresentados de forma resumida os valores obtidos para a resistência à compressão uniaxial (c_u) para os provetes compactados de acordo com esta metodologia e os valores obtidos para os provetes utilizando o compactador Giratório *Superpave*, para a tensão normal de 200 kPa, 400 kPa e 600 kPa.

Quadro 3.36 – Resistência média à compressão uniaxial (c_u) – Proctor e compactador Giratório *Superpave* (solo-cimento)

| Metodologia | Proctor | Giratório – 200 kPa | Giratório – 400 kPa | Giratório – 600 kPa |
|--------------|-------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Dias de Cura | c_u (MPa) | c_u (MPa) | c_u (MPa) | c_u (MPa) |
| 1 | 1,17 | 1,77 | 1,48 | 1,74 |
| 7* | 1,97 | 2,57 | 2,31 | 2,64 |
| 14 | 3,50 | 2,74 | 4,32 | 4,99 |
| 21 | 3,68 | 2,91 | 4,34 | 4,90 |
| 28 | 4,23 | 3,02 | 4,58 | 4,98 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

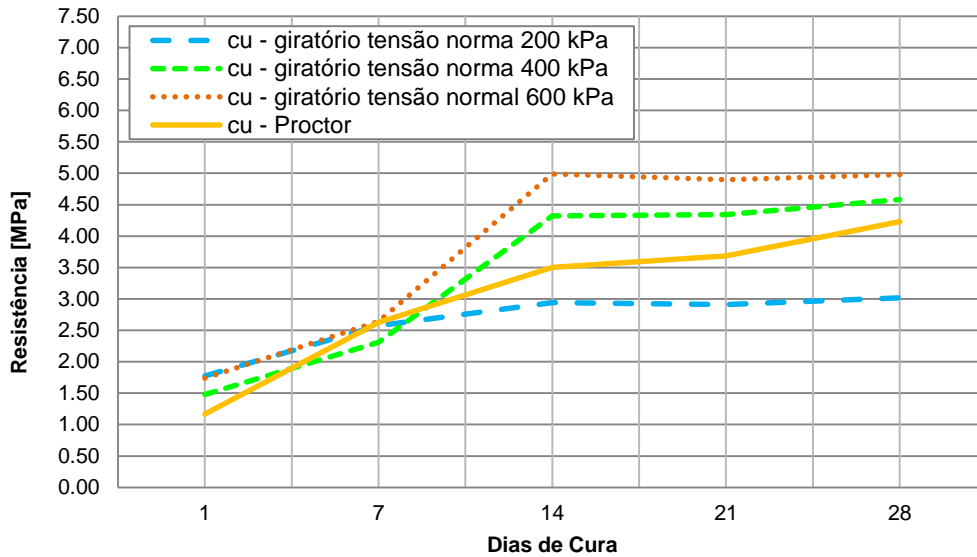


Figura 3.54 - Resistência à compressão uniaxial (cu) – Proctor e Compactador Giratório *Superpave* (solocimento)

Analisando o apresentado no Quadro 3.36 e observando a Figura 3.54 verifica-se que, para a compressão uniaxial a o valor da resistência dos provetes compactados com o Proctor, quando comparado com o valor da resistência dos provetes compactados no Giratório *Superpave*, contrariamente ao verificado para a resistência do Martelo Vibro Compactador, não apresenta um andamento semelhante ao longo do tempo de cura.

A partir da Figura 3.54 é possível ter uma noção mais clara dos valores de resistência e o seu andamento para os diferentes dias de cura em ambas as metodologias e diferentes tensões normais aplicadas aos provetes quando compactados no Giratório *Superpave*.

Verifica-se que a resistência no 1º dia de cura dos Provetes Proctor apresenta um valor inferior à resistência dos provetes do compactador Giratório para todas as tensões normais, sendo que nos 7 dias de crua a resistência é superior à do Giratório para as tensões de 200 kPa e 400 kPa e apresenta um valor muito próximo da resistência para a tensão de 600 kPa.

A partir dos 14 dias de cura verifica-se uma resistência inferior à resistência do compactador Giratório para as tensões de 400 kPa e 600 kPa e uma resistência superior comparativamente com a tensão de 200 kPa.

No Quadro 3.37 apresentam-se de forma resumida os valores referentes à diferença de resistência à compressão uniaxial (cu) entre a metodologia Proctor e o compactador Giratório para as três tensões normais de compactação ao longo do tempo de cura.

Quadro 3.37 - Diferença da resistência à compressão uniaxial (cu) entre a metodologia Proctor e o compactador Giratório *Superpave* para cada tensão normal ao longo do tempo de cura – (solo-cimento)

| Metodologia | Proctor | Giratório 200 kPa | Diferença das met. Proctor - Giratório | Giratório 400 kPa | Diferença das met. Proctor - Giratório | Giratório 600 kPa | Diferença das met. Proctor - Giratório |
|--------------|----------|----------------------|---|----------------------|---|----------------------|---|
| Dias de Cura | cu (MPa) | cu (MPa) | (%) | cu (MPa) | (%) | cu (MPa) | (%) |
| 1 | 1,17 | 1,77 | 52 | 1,48 | -27 | 1,74 | -49 |
| 7* | 1,97 | 2,57 | 31 | 2,31 | -17 | 2,64 | -34 |
| 14 | 3,50 | 2,74 | -16 | 4,32 | -23 | 4,99 | -43 |
| 21 | 3,68 | 2,91 | -21 | 4,34 | -18 | 4,90 | -33 |
| 28 | 4,23 | 3,02 | -29 | 4,58 | -8,2 | 4,98 | -18 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

Através do Quadro 3.38 e da Figura 3.55 apresenta-se de forma resumida os valores obtidos para o ensaio de resistência à tração indireta (ci) para os provetes compactados de acordo com esta metodologia Proctor e os valores obtidos para os provetes utilizando o compactador Giratório *Superpave*, para a tensão normal de 200 kPa, 400 kPa e 600 kPa ao longo do tempo de cura.

Quadro 3.38 - Resistências à tração indireta (ci) – Proctor e Compactador Giratório *Superpave* (solo-cimento)

| Metodologia | Proctor | Giratório – 200 kPa | Giratório – 400 kPa | Giratório – 600 kPa |
|--------------|----------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Dias de Cura | ci (kPa) | ci (kPa) | ci (kPa) | ci (kPa) |
| 1 | 210,05 | 279,78 | 208,09 | 251,55 |
| 7* | 383,04 | 301,11 | 318,03 | 333,25 |
| 14 | 406,41 | 429,76 | 546,26 | 516,47 |
| 21 | 464,21 | 439,43 | 583,73 | 589,54 |
| 28 | 514,56 | 475,63 | 659,69 | 700,54 |

* Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

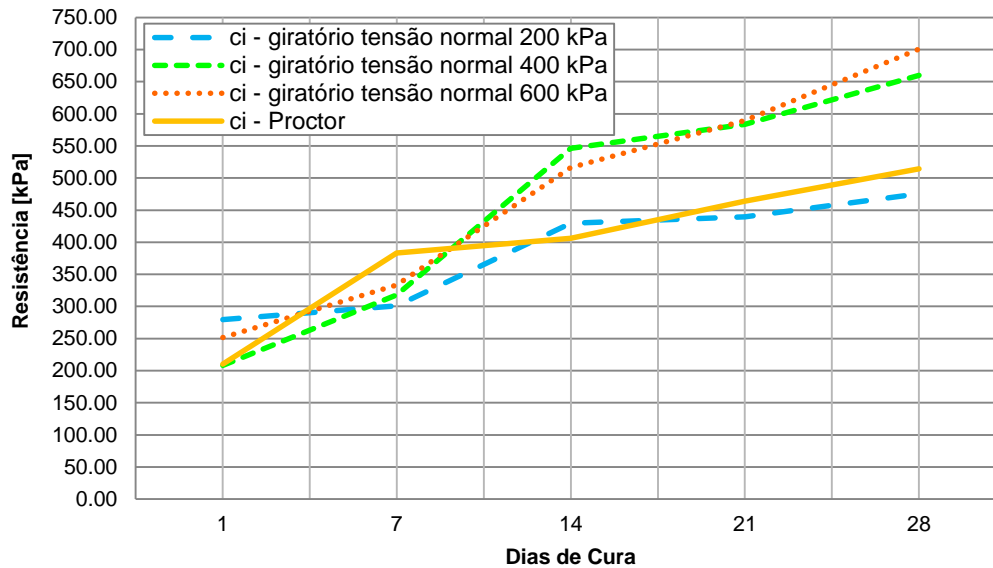


Figura 3.55 - Resistência à compressão indireta (ci) – Proctor e Compactador Giratório *Superpave* (solo-cimento)

Analisando o Quadro 3.38 verifica-se que a resistência à tração indireta dos provetes compactados com o Proctor quando comparada com a resistência dos provetes compactados no Giratório *Superpave* à semelhança do que ocorreu com a resistência à compressão uniaxial não apresenta um andamento semelhante ao longo do tempo de cura.

A partir da Figura 3.55 é possível ter uma noção mais clara dos valores de resistência e o seu andamento para os diferentes dias de cura em ambas as metodologias e diferentes tensões normais aplicadas aos provetes quando compactados no Giratório *Superpave*.

Verifica-se que a resistência no 1º dia de cura dos Provetes Proctor apresenta um valor inferior à resistência dos provetes do compactador Giratório para as tensões normais de 200 kPa e 600 kPa e apresenta um valor próximo da resistência para a tensão normal de 400 kPa, sendo que nos 7 dias de cura a resistência é superior à do Giratório para as três tensões normais, apresentando aos 14 dias de cura uma resistência inferior à do Giratório para as três tensões normais.

Aos 21 dias de cura verifica-se uma alteração desta tendência, mantendo-se o andamento até aos 28 dias de cura com uma resistência superior à resistência do compactador Giratório para as tensão de 200 kPa e inferior para as tensões de 400 kPa e 600 kPa.

No Quadro 3.39 apresentam-se de forma resumida os valores referentes à diferença de resistência à tração indireta (ci) entre a metodologia Proctor e o compactador Giratório para as três tensões normais de compactação ao longo do tempo de cura.

Quadro 3.39 - Diferença da resistência à tração indireta (ci) entre a metodologia Proctor e o compactador Giratório *Superpave* para cada tensão normal ao longo do tempo de cura – (solo-cimento)

| Metodologia | Proctor | Giratório 200 kPa | Diferença das met. Proctor - Giratório | Giratório 400 kPa | Diferença das met. Proctor - Giratório | Giratório 600 kPa | Diferença das met. Proctor - Giratório |
|-----------------|-------------|----------------------|---|----------------------|---|----------------------|---|
| Dias de Cura | ci (kPa) | ci (kPa) | (%) | ci (kPa) | (%) | ci (kPa) | (%) |
| 1 | 210,05 | 279,78 | 33 | 208,09 | -0,9 | 251,55 | 20 |
| 7* | 383,04 | 301,11 | -21 | 318,03 | -17 | 333,25 | -13 |
| 14 | 406,41 | 429,76 | 5,7 | 546,26 | 34 | 516,47 | 27 |
| 21 | 464,21 | 439,43 | -5,3 | 583,73 | 26 | 589,54 | 27 |
| 28 | 514,56 | 475,63 | -7,6 | 659,69 | 28 | 700,54 | 36 |

*Valores comparáveis com os requisitos apresentados no Quadro 2.7

Verifica-se ainda que, apesar das diferenças claras relativamente à resistência à compactação uniaxial e à tração indireta e dos picos de resistência apresentada pelos provetes Proctor ao longo do tempo de cura, a colocação da solução de solo-cimento para ambas as metodologias de compactação se enquadra na classe de resistência C3 (Quadro 2.7).

3.7.6 Análise comparativa do modelo à escala com os provetes compactados em laboratório

Como referido anteriormente, com base na informação bibliográfica (Vitali, 2008) a rotura de um provete de solo-cimento ocorre após uma deformação específica de 0,5% de altura dos provetes. Tendo em conta o facto de o equipamento onde foram realizados os ensaios de resistência à compressão uniaxial não permitir a definição de um critério de força inicial de ensaio, o ajuste do provete foi feito de forma manual, pelo que os resultados obtidos relativamente à deformação na rotura são muito variáveis para os provetes com o mesmo tempo de cura.

Deste modo, optou-se por admitir a deformação na rotura como a referida na bibliografia (Vitali, 2008). Calculando-se o módulo de deformabilidade dos provetes ao longo do tempo de cura de acordo com a equação (3.10).

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3.10)$$

Onde,

E – é o módulo de deformabilidade, expresso em Megapascal (MPa);

σ – é a tensão aplicada, expressa em Megapascal (MPa);

ε – é a deformação elástica longitudinal do corpo de prova.

No Quadro 3.40 apresenta-se o módulo de deformabilidade para os diferentes tempos de cura obtido para o modelo à escala e para as três metodologias de compactação estudadas no decorrer do presente estudo. A partir da Figura 3.56 é possível ter uma noção mais clara do andamento do módulo de deformabilidade ao longo dos dias de cura.

Quadro 3.40 - Análise comparativa do módulo de Deformabilidade [MPa] ao longo dos dias de cura

| Tempo de Cura (dias) | DIP | Proctor | Martelo Vibro Compactador | Giratório – 200 kPa | Giratório – 400 kPa | Giratório – 600 kPa |
|----------------------|-----|---------|---------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 1 | 33 | 234 | 140 | 355 | 296 | 348 |
| 7 | 36 | 392 | 190 | 515 | 462 | 528 |
| 14 | 40 | 700 | 286 | 588 | 864 | 998 |
| 21 | 43 | 737 | 302 | 582 | 868 | 980 |
| 28 | 44 | 846 | 320 | 604 | 916 | 996 |

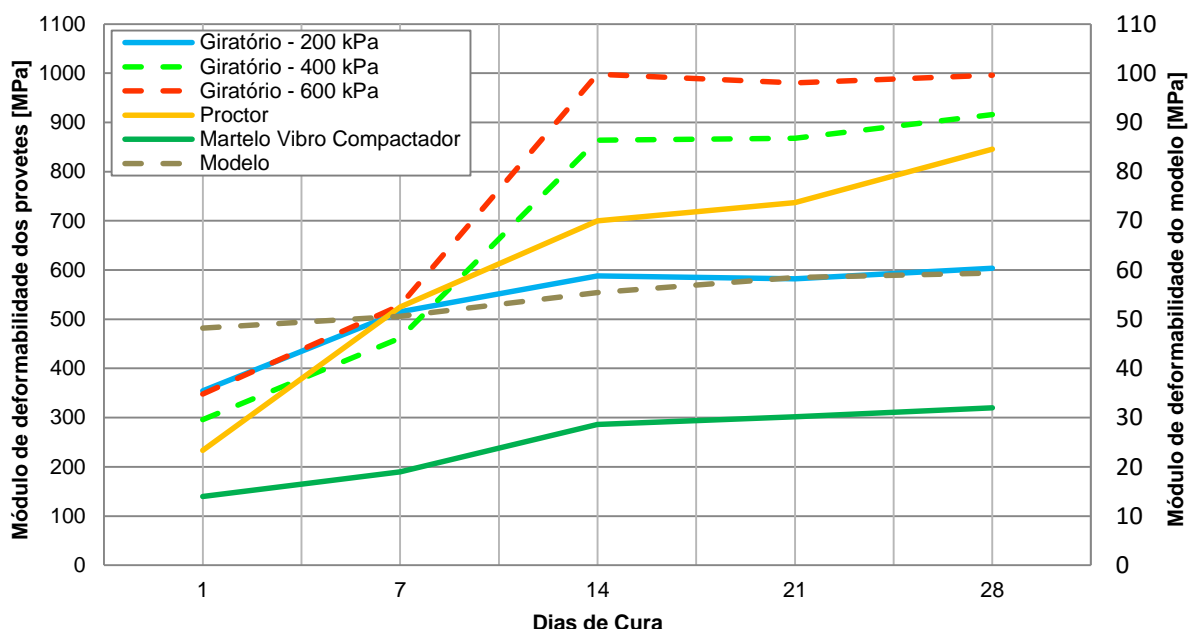


Figura 3.56 – Análise comparativa do módulo de deformabilidade do modelo com o módulo de deformabilidade das metodologias de compactação em estudo

Observando a Figura 3.56 verifica-se que a evolução do módulo de deformabilidade obtido com o DIP no modelo à escala é similar à apresentada pelos provetes compactados com o Compactador Giratório Superpave, com uma tensão normal de 200 kPa. Anota-se contudo que em termos absolutos os valores dos módulos de deformabilidade do modelo são 10 vezes inferiores aos observados nos provetes laboratoriais. Considera-se que esta diferença poderá decorrer do estado e compactação do modelo à escala, inferior ao obtido nos provetes laboratoriais.

3.8 Considerações Finais

Para a realização dos ensaios de compactação pelas três metodologias estudadas procedeu-se primeiramente à caracterização laboratorial do material estudado denominado por “solo de fundação” e “solo modificado” de acordo com o preconizado na normalização Europeia e Sul-Africana.

Relativamente aos ensaios de caracterização laboratorial foram realizados os ensaios de análise granulométrica, determinação do teor em água, determinação dos limites de consistência e índice de retração linear, equivalente de areia, determinação da massa volúmica, ensaio do Azul – de – Metileno e CBR. Concluídos os ensaios, o “solo de fundação” foi classificado como uma argila magra (CL) de acordo com a classificação ASTM, como um material do tipo A – 7 – 6 de acordo com a classificação AASHTO e como um material do tipo G10 de acordo com a classificação Sul-Africana. Quanto ao “solo modificado” este foi classificado como uma areia argilosa (SC) segundo a classificação ASTM, como um material do tipo A – 6 segundo a classificação AASHTO e como um material do tipo G8 de acordo com a classificação Sul-Africana.

Realizou-se o ensaio de consumo inicial de cal/estabilizador (cimento) e a determinação do pH por forma a se quantificar o ligante hidráulico a utilizar respeitando os valores preconizados na normalização Sul-Africana. Verificando-se que o valor de cimento a utilizar para um pH > 12,4 seria de 3%.

Concluídos os ensaios de caracterização laboratorial e determinada a percentagem de ligante a utilizar prosseguiu-se com os ensaios de compactação do solo-cimento de acordo com a metodologia Proctor, o Martelo Vibro Compactador e o compactador Giratório *Superpave* com recurso a três tensões normais de compactação (200 kPa, 400 kPa e 600 kPa).

O ensaio de compactação Proctor permitiu a obtenção de uma curva de compactação com um teor em água ótimo de 10,5% e um peso volúmico aparente seco de 2,025 g/cm³. O ensaio de compactação com o Martelo Vibro Compactador permitiu a obtenção de uma curva de compactação com um teor em água ótimo de 12% e um peso volúmico aparente seco de 1,816 g/cm³. Quanto ao ensaio de compactação com o compactador Giratório *Superpave*, após a obtenção de valores de pesos volúnicos secos incoerentes impossibilitando a determinação do teor em água ótimo devido ao modo de paragem do equipamento em função da altura final do provete de 12,7 cm, ao definir como critério de paragem o número de giros obtiveram-se resultados satisfatórios que permitiram obter um teor em água ótimo de 12,5% para a tensão de 200 kPa, de 11% para a tensão de 400 kPa e de 10,5 % 600 kPa, e um peso volúmico aparente seco de 1,95 g/cm³, de 2,039 g/cm³ e de 2,061 g/cm³ respetivamente.

Obtidos os valores do teor em água ótimo e o respetivo peso volúmico aparente seco do solo-cimento pelas três metodologias laboratoriais de compactação, prosseguiu-se com a produção de provetes para cinco tempos de cura (1 dia, 7 dias, 14 dias, 21 dias e 28 dias) de modo a serem posteriormente sujeitos ao ensaio de resistência à compressão uniaxial (cu) e ao ensaio de resistência à tração indireta (ci), para avaliação das resistências mecânicas.

Com o propósito de comparar os resultados obtidos para os provetes compactados em laboratório com os resultados verificados “*in-situ*”, foi construída uma caixa com as dimensões de 1,0 x 1,0 x 0,3 m³, onde foram construídas duas camadas de solo-cimento de acordo com o teor em água ótimo e o peso volúmico aparente seco obtido no ensaio Proctor, compactadas com o auxílio de uma placa vibratória. Finalizada a compactação do modelo à escala procedeu-se ao ensaio da garrafa de areia do qual resultou um peso volúmico aparente seco de 1,666 g/cm³ e um grau de compactação de 82,41%, sendo estes inferiores aos inicialmente definidos devido ao tipo de equipamento de compactação utilizado na compactação.

De modo a determinar o módulo de deformabilidade ao longo dos cinco tempos de cura e posteriormente comparar os resultados obtidos com as resistências à compressão uniaxial dos provetes compactados em laboratório pelas várias metodologias de compactação, procedeu-se à realização do ensaio de carga com o Defletómetro de Impacto Ligeiro (DIP).

Comparados os resultados obtidos para a resistência à compressão uniaxial (cu) e para a resistência à tração indireta (ci) dos provetes Proctor de acordo com a normalização Europeia e Sul-Africana concluiu-se que os resultados obtidos segundo a metodologia de ensaio Sul-Africana são superiores aos obtidos segundo a metodologia Europeia, sendo a última um pouco vaga quanto aos preconizados relativamente ao intervalo de tempo (cu) em que deve ocorrer a rotura e ao valor do incremento de carga a aplicar (ci), optando-se desta forma por realizar os ensaios de resistência mecânica sobre os provetes compactados pelas restantes metodologias em estudo apenas de acordo com a metodologia Sul-Africana.

Quanto à comparação entre o ensaio Proctor e o Martelo Vibro Compactador, através das curvas de compactação concluiu-se que a primeira metodologia exerce uma maior energia de compactação sobre os provetes, levando à obtenção de um teor em água ótimo inferior ao obtido pela segunda metodologia e por consequente a um peso volúmico aparente seco superior. Relativamente aos valores obtidos para o ensaio de resistência à compressão uniaxial (cu) e para o ensaio de resistência à tração indireta (ci), os provetes Proctor apresentam em ambos os ensaios resistências superiores significativamente superior às obtidas para os provetes compactador com o Martelo Vibro Compactador, apresentando aos 7 dias de cura uma diferença entre as duas metodologias de 175% no ensaio de resistência à tração indireta (ci).

Relativamente aos resultados obtidos pela metodologia Proctor quando comparados com os obtidos no compactador Giratório *Superpave*, quanto às curvas de compactação verificou-se que não apresentam nenhuma relação clara entre elas à semelhança dos resultados obtidos para a resistência à compressão uniaxial e à tração indireta que se apresentaram variáveis no decorrer do tempo de cura, estando as resistências Proctor em alguns dias de cura abaixo das resistências do compactador Giratório para a tensão normal de compactação de 200 kPa e em alguns dias de cura acima. Tendo-se concluído que tal acontece devido ao tipo de energia de compactação exercida por cada uma das metodologias, sendo a energia Proctor do tipo estática e a do compactador Giratório um tipo de energia quase estática, aplicando uma força estática inicialmente, começando depois a girar e reajustando desta forma as partículas do solo.

Por último fez-se a comparação entre os valores do módulo de deformabilidade obtido através do ensaio DIP realizado no modelo à escala no decorrer do tempo de cura e o módulo de deformabilidade obtido para cada uma das metodologias de compactação estudadas com base nos resultados alcançados com o ensaio de resistência à compressão uniaxial e admitindo que de acordo com a bibliografia a deformação específica dos provetes de solo-cimento ocorre a 0,5% de altura destes.

Não se tendo chegado a valores da mesma ordem de grandeza quando comparados os resultados obtidos no modelo à escala com os obtidos pelas três metodologias de compactação, foi possível identificar um andamento do módulo de deformabilidade ao longo do tempo de cura para o modelo à

escala semelhante ao obtido pelo compactador Giratório *Superpave* para uma tensão normal de compactação de 200 kPa.

4 Conclusões

4.1 Principais conclusões alcançadas

O presente trabalho pretendeu estudar e comparar diferentes metodologias de compactação laboratorial de solos tratados com cimento, com o objetivo de se obterem conclusões sobre a metodologia laboratorial que melhor traduz as condições verificadas em obra.

Os estudos realizados compreenderam a compactação de provetes de acordo com a metodologia de compactação Proctor, determinando-se o teor em água ótimo e o respectivo peso volúmico aparente seco para um material designado por “solo modificado” com a incorporação de 3 % de cimento. Foram compactados vários provetes que posteriormente foram sujeitos a ensaios de resistência mecânica ao longo do tempo de cura pelas metodologias Sul-Africana e Europeia aplicáveis.

Dos resultados obtidos concluiu-se que o andamento das resistências à compressão uniaxial e à tração indireta apresentaram um comportamento típico ao longo dos vários dias de cura do solo-cimento com a aplicação da metodologia Sul-Africana, contrariamente às resistências obtidas pela normalização Europeia que apresentaram variações de resistência ao longo do tempo de cura, concluindo-se que os valores especificados na Norma EN 13286 – 41 relativamente ao intervalo de tempo em que deve ocorrer a rotura e os valores especificados na norma Norma EN 13286 – 42, relativamente ao incremento de carga a aplicar sobre os provetes, não são suficientemente exatos permitindo diferentes interpretações das metodologia preconizada nos documentos normativos aplicáveis.

Realizaram-se ensaios de compactação com o Martelo Vibro Compactador, para os quais, apesar das dificuldades relacionadas com a obtenção de um provete íntegro e compactado, foi possível determinar o teor em água ótimo e o respectivo peso volúmico aparente seco, assim como os valores das resistências mecânicas ao longo dos dias de cura de acordo com a normalização Sul-Africana. Obteve-se uma curva de compactação deslocada para a direita e para baixo, quando comparada com a curva de compactação Proctor, com um teor em água ótimo superior ao obtido no Proctor e um peso volúmico seco inferior, permitindo concluir que a energia de compactação da metodologia Proctor é superior à do Martelo Vibro Compactador, conduzindo a valores de resistência mecânica superiores.

Anota-se a incoerência existente na norma EN 13286 – 51, referente ao Martelo Vibro Compactador, ao preconizar que a altura final do provete deve ser de 150 mm, referindo que “após a compactação da última camada, rasoura-se e enchem-se todas as concavidades com a mistura fina da amostra, combinando o uso do martelo vibro compactador equipado com o apiloador de 0,95 d e de uma talocha”, sendo que esta ação conduz à obtenção de um provete com uma altura final a 150 mm.

Foram compactados provetes com o compactador giratório *Superpave*, fazendo variar o teor em água assim como a tensão normal aplicada de modo a ser possível atingir valores de peso volúmico seco e resistências mecânicas comparáveis entre metodologias e próximos dos obtidos “*in-situ*”.

Dado que não existe normalização aplicável, para solos, foi necessário definir o tipo de modo de paragem da compactação, por rotações ou por altura final do provete. Conclui-se que o modo de

paragens por altura não permite obter o teor em água ótimo e respetivo peso volúmico seco, sendo o número de rotações um dos aspetos determinantes para a obtenção de bons resultados. Além da indeterminação do modo de paragem a utilizar, também a tensão normal a aplicar sobre os provetes não estava definida, optando-se por compactar os provetes com recurso a três níveis de tensão (200 kPa, 400 kPa e 600 kPa).

Quando comparadas as curvas de compactação obtidas para cada tensão normal aplicada pelo compactador giratório *Superpave* com a curva de compactação Proctor verificou-se que a energia de compactação deste era superior à do compactador giratório para uma tensão normal de 200 kPa, não sendo no entanto possível a sua comparação de forma clara com as curvas de compactação para as tensões normais de 400 kPa e 600 kPa.

Relativamente aos valores obtidos para a resistência à compressão uniaxial (c_u) e para a resistência à tração indireta (c_i) para os provetes Proctor, estes não apresentaram um andamento semelhante a nenhum dos valores obtidos para os provetes compactados no Giratório, apresentando acréscimos e decréscimos de resistência acentuados ao longo de tempo de cura.

De realçar que o compactador giratório exerce no início do ensaio uma tensão normal ao provete seguindo-se de uma tensão de corte ao aplicar o ângulo e a rotação, contrariamente ao Proctor que aplica uma força estática sobre os provetes.

Com a obtenção das curvas de compactação para cada uma das metodologias de compactação e respetivas resistências mecânicas ao longo do tempo de cura, tornou-se necessário verificar os resultados obtidos em laboratório com os resultados possíveis de serem obtidos “*in-situ*”.

Foi construído um modelo à escala, com a compactação de duas camadas de solo-cimento, com 0,15 m de espessura cada. Ao longo do tempo de cura do modelo realizaram-se ensaios com o DIP, o que permitiu obter valores do módulo de deformabilidade ao longo dos dias de cura e compará-los com os valores obtidos para cada uma das três metodologias de compactação laboratorial estudadas.

Não tendo sido possível fazer uma comparação do módulo de deformabilidade ao longo do tempo de cura, foi possível verificar que a metodologia cujo andamento do módulo de deformabilidade no decorrer do tempo de cura que mais se aproxima do modelo à escala é a do compactador Giratório *Superpave* para uma tensão de 200 kPa.

De referir a repetibilidade dos provetes compactados no compactador Giratório *Superpave* que contrariamente aos compactados com recurso ao Proctor e ao Martelo Vibro Compactador, apresentam um grão de compactação constantes em todos os provetes na ordem dos 101%, assim como a facilidade de realização de todo o ensaio.

Considera-se que com este estudo foi possível evidenciar o potencial do compactador Giratório *Superpave*, na reprodução em laboratório das condições de compactação verificadas “*in-situ*”, não se tendo chegado no entanto a valores que o corroborem, sendo necessário efetuar mais estudos tendo em vista esse fim.

Anota-se ainda que, dada a inexistência de normalização quanto à utilização do compactador Giratório *Superpave* em solos, o estudo agora desenvolvido poderá constituir um ponto de partida para o estabelecimento de especificações e condições de ensaio.

Assim, na sequência das conclusões alcançadas com o presente estudo sugere-se como modo de paragem de ensaio o número de rotações entre 300 e 400, dada a estabilização da altura dos provetes a partir das 300 rotações; a aplicação de uma tensão normal entre os 200 kPa e os 600 kPa e a compactação do provete numa única camada dada a maior facilidade de execução e os resultados alcançados, comparativamente aos provetes compactados por camadas.

4.2 Trabalhos Futuros

Com o objetivo de ampliar os conhecimentos agora apresentados, nomeadamente no que respeita às diferenças existentes entre as metodologias de compactação Proctor, com o Martelo Vibro Compactador e com o Giratório *Superpave* de solos tratados com cimento, e dada a inexistência de normalização face à sua utilização no compactador Giratório *Superpave*, considera-se que seria fundamental desenvolver os seguintes estudos:

- Realização de ensaios de compactação utilizando outro tipo de solos, nomeadamente solos arenosos ou siltosos, para avaliar a influência do tipo de solo;
- Avaliação da influência da evolução do teor em água do material compactado ao longo do tempo de cura no comportamento mecânico;
- Avaliação das propriedades resistentes de provetes de solo-cimento para diferentes graus de compactação;
- Estudo da influência da aplicação de uma tensão normal de 300 kPa aos provetes compactados no compactador Giratório *Superpave*;
- Estudo comparativo da influência da energia de compactação aplicada pelo Martelo Vibro Compactador e pelo Giratório *Superpave* no comportamento mecânico dos provetes obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bibliografia

Bell, F.G. 1993. *Engineering treatment of soils.* Durban : Department of Geology and Applied Geology, University of Natal.

Branco, F., Pereira, P. e Santos, L. P. 2006. *Pavimentos Rodoviários.* Coimbra: Edições Almedina.

Branco, F., Pereira, P., Santos, L. P., Capitão, S. D. 1988. *Vias de Comunicação I LUTVC.* Coimbra.

Browne, M. J. 2006. *Feasibility of using a gyratory compactor to determine compaction characteristics of soil* - Master of Science, Montana State University. Montana

Correia, A. G. 1989. Ensaio para controlo de qualidade de terraplenagens. Lisboa : LNEC

CSRA. 1985. *TRH 14 – Guidelines for road construction materials.* Pretoria, South Africa.

Dantas, G. S. 2013. *Estudo do emprego do compactador Giratório Superpave na compactação de um solo argiloso – Tese de Mestrado,* Universidade de São Carlos. São Paulo.

Dias, J. S. 2012. *Tratamento de solos com cimento para obtenção de melhores características mecânicas – Tese de Mestrado,* Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.

DRAFT. 1966. *TRH 4 – Structural design of flexible pavements for interurban and rural roads.* Pretoria, South Africa.

Ebels, L. J., Lorio, R. and Merwe, C. V. 2004. *The importance of compaction from an historical perspective - Proceedings of the 23rd Southern African Transport Conference ISBN Number: 1-920-01723-2,* Pretoria. South Africa.

EP. 2014. *Caderno de Encargos Tipo Obras (CETO) 14-03 - Pavimentação.* Estradas de Portugal, Almada.

Gardete, D. 2010. *Apontamentos disciplina de Estruturas Viárias: Pavimentos,* Instituto Politécnico de Castelo Branco. Castelo Branco.

Harman, T., Bukowski, J. R., Moutier, F., Huber, G. and McGennis, R. 2002. *History and Future Challenges of Gyratory Compaction – 1939 to 2001 - Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board.* Vol. 1789 DOI: 10.3141/1789-22, France.

Magalhães, N. M. 2013. *Influência dos parâmetros da formulação na rigidez de solos estabilizados: estudo experimental – Tese de Mestrado,* Universidade do Minho. Porto.

Maurilio, L. H. 2009. *Estabilização de um solo da formação palermo com cimento e Perma Zyme para fins rodoviários – Tese de Mestrado,* Universidade do Extremo Sul Catarinense. Criciúma.

Monte, M. V. 2012. *Aplicação de solo-cimento em pavimentos flexíveis – Tese de Mestrado,* Universidade do Porto. Porto.

National Lime Associaton, 2004. *Lime Stabilization & Lime Modification - Treated Soil Construction Manual Bulletin 326,* Lime.

Neves, E. C. 2009. *Estudo laboratorial de solos tratados com cal: Modelos de comportamento – Tese de Mestrado,* Universidade do Porto. Porto.

Pereira, O. 1971. *Pavimentos Rodoviários I ICT CE 139.* Lisboa : LNEC.

- Pestana, R. M. 2008.** *Contribuição para o estudo do comportamento mecânico de resíduos de construção e demolição aplicados em estradas de baixo volume de tráfego – Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico.* Lisboa.
- Pimentel, C. 2013.** *Formulação de misturas betuminosas a quente: contribuição para um novo método de formulação – Tese de Doutoramento, Universidade Lusófona.* Lisboa.
- Ping, W. V., Guiyan, P. E., Yang, X.Z. and Leonard, M. 2003.** *Evaluation of laboratory compaction techniques for simulating field soil compaction, Phase II - Research Report No.: FL/DOT/RMC/BB-890(F) FSU Project No.: 6120-549-39, Florida State University.*
- Portland Cement Association. 1971.** *Soil-cement construction, Handbook,* Chicago.
- Quaresma, L. T. 1992.** *Estudos relativos a pavimentos semi-rígidos: dimensionamento e observação – Tese de Grau Especialista,* Lisboa: LNEC.
- Reddy, B. V. and Jagadaish, K. S. 1993.** The static compaction of soils: *Géotechnique* Vol. 43, pp. 337-341
- SANRAL. 2013.** *SAPEM – 3 – Materials Testing.* South Africa.
- SANRAL. 2013.** *SAPEM – 4 – Standards.* South Africa.
- Santos, J.A. 2008.** *Apontamentos disciplina de Obras Geotécnicas: Compactação,* Instituto Superior Técnico. Lisboa.
- Santos, J. R. 2008.** *Estudos de formulação de solo-cimento e solo-cal e respetivas aplicações – Tese de Mestrado,* Instituto Superior do Porto, Porto
- Schwartz, K. 1984.** *Soil Compaction - Course notes published by the South African Institution of Civil Engineering,* South Africa.
- Shahin, A. W. 2010.** *Investigation of the variability in the results of the NZ Vibrating Hammer Compaction Test – Master of Engineering,* University of Auckland. New Zealand.
- Vitali, O. M. 2008.** *Efeito da composição de misturas de solo-cimento nos parâmetros de rigidez e de resistência – Tese de Mestrado,* Universidade do Porto. Porto.

Internet

<http://www.britannica.com/biography/Pierre-Marie-Jerome-Tresaguet>, consultado a 5 de Janeiro de 2015.

<http://en.wikipedia.org/wiki/Steamroller>, consultado a 5 de Janeiro de 2015.

<http://www.pta.asn.au/documents/SOILS-Proficiency-Testing-CBR.pdf>, consultado a 15 de Março de 2015.

Documentos Normativos e Especificações

AFNOR. 1988. *NF P 94-068:1988 – Mesure de la capacité d’adsorption de bleu de méthylène d’un sol ou d’un matériau rocheux : Reconnaissance et essais.* Paris.

ASTM. D 2487-00 – *Standard classifications of soils for engineering purpose (Unified Soil Classification System)*, American Society for Testing Materials.

ASTM. E 2583-07 – *Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer.* American Society for Testing Materials.

CEN. 2003. *EN 13286-4:2003 – Test methods for laboratory reference density and water content – Vibrating hammer – Part 4: Unbound and hydraulically bound mixtures.* Brussels

CEN. 2004. *EN 13286-2:2004 – Test methods for the determination of the laboratory reference density and water content – Proctor compaction – Part 2: Unbound and hydraulically bound mixtures.* Brussels.

LNEC. 1962. *Vocabulário de Estradas e Aeródromos, Especificação E1-1962.* Lisboa, LNEC

LNEC (a). 1966. *E 197. Solos - Ensaio de compactação.* Lisboa, LNEC.

LNEC (b). 1966. *E 196. Solos - Análise granulométrica.* Lisboa, LNEC.

LNEC (a). 1967. *E 198. Solos - Determinação do CBR.* Lisboa, LNEC.

LNEC (b). 1967. *E 199. Solos - Ensaio de equivalente de areia.* Lisboa, LNEC.

LNEC (c). 1967. *E 204. Solos – Determinação da baridade seca “in-situ” pelo método da garrafa de areia.* Lisboa, LNEC.

LNEC (a). 1970. *E 239. Solos - Análise granulométrica por peneiração húmida.* Lisboa, LNEC.

LNEC (b). 1970. *E 240. Solos – Classificação para fins rodoviários.* Lisboa, LNEC.

LNEC. 1974. *E 296. Pavimento Rodoviários – Macadame hidráulico.* Lisboa, LNEC.

IPQ. 1965. *NP 83 – Solos - Determinação da densidade das partículas.* Caparica.

IPQ. 1969. *NP 143 – Solos - Determinação do teor em água.* Caparica.

IPQ (a). 2011. *NP EN 13286-41:2011 – Método de ensaio para a determinação da resistência à compressão para misturas tratadas com ligantes hidráulicos – Parte 41: Misturas não ligadas e misturas tratadas com ligantes hidráulicos.* Caparica.

IPQ (b). 2011. *NP EN 13286-42:2011 – Método de ensaio para a determinação da resistência à tração indireta para misturas tratadas com ligantes hidráulicos – Parte 42: Misturas não ligadas e misturas tratadas com ligantes hidráulicos.* Caparica.

IPQ (c). 2011. *NP EN 1097-5:2011 - Ensaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados - Parte 5: Determinação do teor de água por secagem em estufa ventilada.* Caparica.

IPQ. 2012. *NP EN 13286-51:2012 – Método de fabrico de provetes de misturas tratadas com ligantes hidráulicos por compactação com martelo vibrocompactador – Parte 51: Misturas não ligadas e misturas tratadas com ligantes hidráulicos.* Caparica.

SABS. 2010. *SANS 3001 – GR53 – Determination of the unconfined compressive strength of compacted and cured specimens of cementitiously stabilized materials.* Pretoria, South Africa.

SABS (a). 2013. *SANS 3001 – GR40 – Determination of the California bearing ratio.* Pretoria, South Africa.

SABS (b). 2013. *SANS 3001 – GR1 – Wet preparation and particle size analysis.* Pretoria, South Africa.

SABS (c). 2013. *SANS 3001 – GR10 – Determination of the one-point liquid limit, plastic limit, plasticity index and linear shrinkage.* Pretoria, South Africa.

SABS (a). 2014. *SANS 3001 – GR54 – Determination of the indirect tensile strength of compacted and cured specimens of cementitiously stabilized materials.* Pretoria, South Africa.

SABS (b). 2014. *SANS 3001 – GR57 – Determination of the initial stabilizer consumption of soils and gravels.* Pretoria, South Africa.

SABS (c). 2014. *SANS 3001 – GR3 – Particle size analysis of material smaller than 2 mm (hydrometer method).* Pretoria, South Africa.

STM.1985. *TMH 1 Method A2 – The determination of the liquid limit of soils by means of the flow curve methods.* Pretoria, South Africa.

STM (a). 1986. *TMH 1 Method A3 – The determination of the plastic limit and plasticity index of soils.* Pretoria, South Africa.

STM (b). 1986. *TMH 1 Method A7 – The determination of the maximum dry density and optimum moisture content of gravel, soil and sand.* Pretoria, South Africa.